INGENIERIA DE DRENAJE



AUTOR: MCS. ING. JOSE FRANCISCO HUAMAN VIDAURRE
CAJAMARCA – PERU
2004

CONTENIDO

RESUMEN

El presente trabajo versa sobre uno de los grandes problemas que el Ingeniero tiene el compromiso de resolver; pues la urgencia de aliviar los efectos catastróficos, debido a las fuertes precipitaciones, me ha llevado a producir una literatura sobre el drenaje de carreteras y ciudades. Hoy más que nunca, ocurre un cambio climático a nivel mundial, siendo los pueblos del tercer mundo los más afectados, como el caso de las ciudades ubicadas en la sierra y costa del Perú, debido al fenómeno de El Niño . La ingeniería de drenaje en el Perú, actualmente es muy conservadora; apenas se cuenta con algunas referencias en el Reglamento Nacional de construcciones, pero existe una gran cantidad de obras diseñadas y construidas sin un plan rector; empleándose en casi todos los casos criterios de diseño muy superficiales y repetitivos.

Mi experiencia profesional de más de veinte años, realizando trabajos de investigación, asesorando proyectos profesionales, haciendo cátedra en las aulas de la Universidad Nacional de Cajamarca, me permite tener una óptica realista de la Ingeniería de Drenaje; y es a través de estos criterios con los cuales plasmo en este libro dos temas de importancia: Como un capítulo 1, el drenaje de carreteras y un capítulo 2, el drenaje de áreas urbanas. El primer capítulo rompe el esquema tradicional del drenaje de una carretera; esto se funda en la necesidad de incluir colectores además de las cunetas para reducir los impactos, haciendo un uso más profundo de la hidráulica que garantice una autolimpieza de las cunetas y alcantarillas.El segundo capítulo está basado en gran parte sobre experiencias realizadas en Venezuela, adaptándolas a las características de las ciudades de las sierra del Perú, tal como la ciudad de Cajamarca.

Espero que esta primera producción refleje el esfuerzo de mi vida profesional y logre cubrir el interés de los lectores y en especial los ingenieros que tienen la responsabilidad de tomar decisiones en sus proyectos . No debemos olvidar que solo las futuras generaciones sabrán reconocer nuestros esfuerzos de ahora.

CAPITULO 1. DRENAJE DE CARRETERAS

1.1 GENERALIDADES

El drenaje es uno de los factores más importantes en el diseño de carreteras. Deben estudiarse tres problemas:

- La eliminación del agua superficial del camino.
- El cruce de los arroyos o de los canales de drenaje artificiales.
- Alejamiento y regulación del agua subterránea.

El agua superficial de una carretera crea peligros para el tránsito vehicular que, se agrava en casos de heladas; causa erosión y grandes gastos de conservación, y se infiltra en la sub-rasante dejando el pavimento y sus banquetes sin soporte.

1.1.1 OBJETO DEL DRENAJE DE CARRETERAS.

El objeto fundamental del drenaje es la eliminación del agua que en cualquier forma pueda perjudicar al camino. Esto se logra evitando que el agua llegue hacia él, o de lo contrario dar una salida a las aguas que inevitablemente lleguen.

1.1.2 CONDICIONES DE UN BUEN DRENAJE:

Para lograr que una carretera cuente con un buen drenaje, en lo posible debe evitarse:

- Que el agua de las cunetas humedezca la sub-rasante, originando cambios volumétricos perjudiciales.
- La circulación de agua en cantidades excesivas sobre el pavimento.
- Que los taludes de corte se saturen de agua, disminuyendo su estabilidad.
- Que el agua subterránea invada la sub-rasante, disminuyendo la capacidad del suelo para soportar las cargas de servicios; trayendo como consecuencia asentamientos perjudiciales en la estructura del pavimento.

1.1.3 CLASIFICACIÓN DEL DRENAJE DE CARRETERAS

El drenaje de carreteras se clasifica en superficial y subterráneo, según el escurrimiento se realice o no a través de las capas de la corteza terrestre.

1.1.3.1 DRENAJE SUPERFICIAL

El drenaje superficial se clasifica, según la posición que guarden las obras respecto al eje de la carretera, en paralelo o transversal.

El drenaje longitudinal tiene por finalidad captar los escurrimientos para evitar que alcancen la sub-rasante y consiguientemente el deterioro de la carretera o permanezca en ella sin causar desperfectos; en este tipo de drenaje se considera a las

cunetas, las contracunetas y los colectores. La denominación de longitudinal se debe a que éstas se ubican aproximadamente en forma paralela al eje del camino.

El drenaje transversal tiene por objeto dar paso expedito al agua que cruza de un lado a otro de la carretera, o bien retirar lo más pronto posible el agua de su corona, quedan en este tipo de drenaje los tubos, losas, cajones, bóvedas, vados, sifones, etc. De acuerdo a la dimensión del claro de las obras de drenaje transversal se ha convenido dividir a éste en mayor o menor.

1.1.3.2 DRENAJE SUB -SUPERFICIAL

El drenaje sub-superficial tiene por objeto proteger al camino del daño que le puede causar el agua que se encuentra en el terreno por debajo de él

El efecto de las aguas del subsuelo deberá ser estudiado por el proyectista teniendo en cuenta todos los elementos que influyen en la estabilidad misma: naturaleza y pendiente transversal del terreno, su estratificación, ubicación de la napa freática, cantidad de agua, etc.
La eliminación de las aguas subterráneas se efectúa por medio de ***drenes*** que consiste en la colocación de tuberías o material pétreo grueso, los que van colocados longitudinalmente o transversalmente.

DRENES DE AGUA SUB-SUPERFICIAL .Son obras de arte empleadas para bajar el nivel de los mantos y eliminar las aguas subterráneas.

Dren ciego.- Consiste en una zanja llena de material pétreo y grueso, la zanja deberá tener en el fondo el ancho necesario para poder excavar y colocar después el material de relleno, es decir, el ancho de 0.40m. Se emplean de preferencia cuando no se requiere de mucha profundidad y el agua que se pretende recoger sea en pequeña cantidad.

Dren con tubo.- Es un tubo colocado en el fondo de una zanja y que a la vez capta el agua y la conduce hacia afuera. En este caso el relleno de la zanja tiene por objeto facilitar el escurrimiento hacia el tubo y por lo tanto lo indicado es que el material de relleno sea de tamaño uniforme.

El tubo más comúnmente usado es el de concreto de 6" (15 cm) de diámetro, colocado en el fondo de la zanja, convenientemente asentado sobre el material.

1.1.4 CARACTERISTICAS DEL DRENAJE SUPERFICIAL

1.1.4.1 DRENAJE LONGITUDINAL.

a). CUNETAS.- Son canales que se hacen en todos los tramos en ladera y corte cerrado de un camino y sirven para interceptar el agua superficial que proviene del mismo, de los taludes cuando existe cortes y del terreno natural adyacentes, en

ciertos lugares sirven para almacenar la nieve que cae, o que se acumula al limpiar la vía. Su función principal es conducir el agua superficial a una corriente natural o a una obra transversal, alejándolo lo más pronto posible de la zona ocupada por la carretera.

Según la N.P.D.C. las cunetas por lo general tendrán sección triangular y sus dimensiones serán fijadas de acuerdo a las condiciones pluviográficas.

REGIÓN	PROFUNDIDAD (m)	ANCHO (m)
Seca	0.20	0.50
Lluviosa	0.30	0.50
Muy lluviosa	0.50	1.00

Fuente: Normas Peruanas para el Diseño de Carreteras.

Los principales cruces de agua en una vía terrestre la constituyen los puentes, las alcantarillas y aliviaderos de cuneta, la frontera entre ambos tipos de estructura no esta naturalmente definida. Convencionalmente se acepta.

NOMENCLATURA	ANCHO DE CAUCE
Alcantarilla	1m < L < = 4m
Pontón	4m< L< =10m
Puente	L > 10m

b). CONTRACUNETAS.- Son zanjas que se plantean aguas arriba de los taludes en las secciones en corte, tienen por finalidad interceptar el agua que escurre por las laderas y conducirlos hacia alguna cañada inmediata o parte baja del terreno, evitando la erosión al escurrir por los taludes y el aumento del caudal en las cunetas.

La construcción de una contracuneta debe ser sólo en aquellas zonas en que el escurrimiento es transversal al camino y proviene de una cuenca de tal manera que pudiera sobrepasar la capacidad de la cuneta. Para su ubicación se deberá tener en cuenta la topografía, geología y cobertura vegetal del terreno.

Las dimensiones se fijarán de acuerdo a las condiciones pluviométricas de la zona, siendo la sección trapezoidal la más común.

Es necesario que las contracunetas se construyan impermeabilizadas y con la suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje del agua que captan. Los materiales más usados para el recubrimiento de contracunetas son el concreto, mampostería de piedra, etc.

1.1.4.2 DRENAJE TRANSVERSAL.

ciertos lugares sirven para almacenar la nieve que cae, o que se acumula al limpiar la vía. Su función principal es conducir el agua superficial a una corriente natural o a una obra transversal, alejándolo lo más pronto posible de la zona ocupada por la carretera.

Según la N.P.D.C. las cunetas por lo general tendrán sección triangular y sus dimensiones serán fijadas de acuerdo a las condiciones pluviográficas.

REGIÓN	PROFUNDIDAD (m)	ANCHO (m)
Seca	0.20	0.50
Lluviosa	0.30	0.50
Muy lluviosa	0.50	1.00

Fuente: Normas Peruanas para el Diseño de Carreteras.

Los principales cruces de agua en una vía terrestre la constituyen los puentes, las alcantarillas y aliviaderos de cuneta, la frontera entre ambos tipos de estructura no esta naturalmente definida. Convencionalmente se acepta.

NOMENCLATURA	ANCHO DE CAUCE
Alcantarilla	1m < L < = 4m
Pontón	4m< L< =10m
Puente	L > 10m

b). CONTRACUNETAS.- Son zanjas que se plantean aguas arriba de los taludes en las secciones en corte, tienen por finalidad interceptar el agua que escurre por las laderas y conducirlos hacia alguna cañada inmediata o parte baja del terreno, evitando la erosión al escurrir por los taludes y el aumento del caudal en las cunetas.

La construcción de una contracuneta debe ser sólo en aquellas zonas en que el escurrimiento es transversal al camino y proviene de una cuenca de tal manera que pudiera sobrepasar la capacidad de la cuneta. Para su ubicación se deberá tener en cuenta la topografía, geología y cobertura vegetal del terreno.

Las dimensiones se fijarán de acuerdo a las condiciones pluviométricas de la zona, siendo la sección trapezoidal la más común.

Es necesario que las contracunetas se construyan impermeabilizadas y con la suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje del agua que captan. Los materiales más usados para el recubrimiento de contracunetas son el concreto, mampostería de piedra, etc.

1.1.4.2 DRENAJE TRANSVERSAL.

- **Bombeo.-** Inclinación lateral a partir del eje del camino hacia los bordes en los tramos en tangente, su función es eliminar el agua que cae sobre la corona y evitar en lo posible que penetre en las terracerías.
- **Alcantarillas y aliviaderos.-** Son estructuras de forma diversa que tienen por función conducir y desalojar lo más rápido posible el agua de las hondonadas y partes bajas del terreno que atraviesa el camino.

Pueden clasificarse en alcantarillas rígidas y flexibles.

- **Las alcantarillas rígidas.** Suelen ser de concreto, losas de concreto armado sobre estribos de mampostería de piedra o de concreto ciclópeo o simple, hierro fundido o arcilla.
- **Las alcantarillas flexibles.** Son generalmente tubos corrugados de metal, o láminas delgadas de acero.



FIG. N° 1.- a). Erosión de laderas, al costado de las carreteras

1.2 PLANTEAMIENTO DEL DRENAJE DE CARRETERAS.

Como consecuencia de haber observado la destrucción de las carreteras en zonas lluviosas, debido a la falta de conservación y mal funcionamiento del drenaje (ver Fig. N° 1) he creído necesario mejorar el sistema de drenaje de las carreteras, en primer lugar incluyendo los emisores y colectores (ver Fig. N° 2); en segundo lugar adoptando nuevos criterios de diseño hidráulico de los diferentes componentes del sistema, que contribuyan a la auto limpieza evitando la colmatación producido por los sedimentos.



FIG. N° 1.- b). Colmatación de alcantarilla

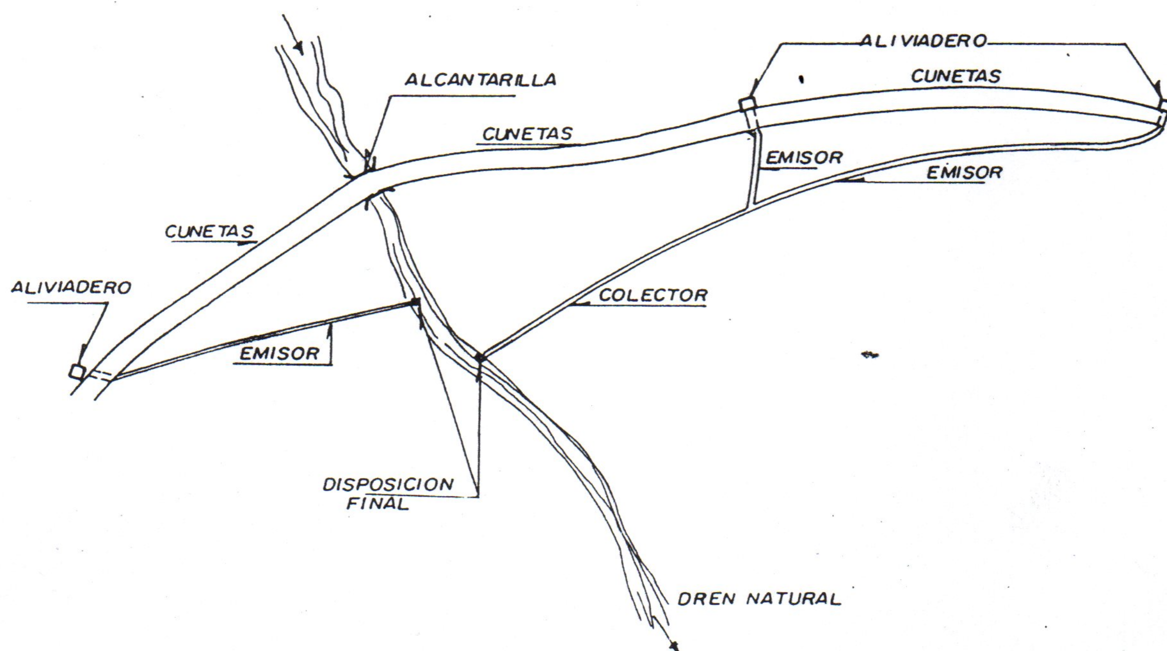


FIG. N°2. SISTEMA DE DRENAJE DE UNA CARRETERA

Al plantear las cunetas, estas tendrán una pendiente longitudinal no erosiva, con sección transversal según se indica en la Fig. N° 3; obsérvese que son dos cunetas: una principal y otra auxiliar; cuyo dimensionamiento se propone de la siguiente manera:

a). Para la cuneta principal.

H = 0.40 a 0.50m. , para pendiente mayor igual que 1%
H = 0.50 a 0.70m. , para pendiente menor que 1%
T = 0.1 B, mínimo.

Donde:
B : Ancho de la carretera ó camino, incluidas las bermas
T : Ancho superior de la cuneta
H : Profundidad total de la cuneta.

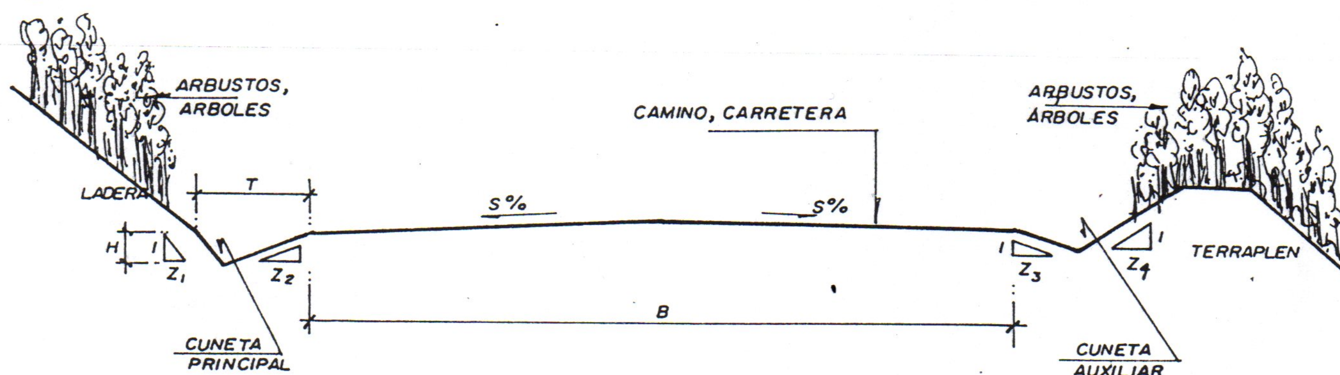


FIG. Nº3. SECCION DE UNA CARRETERA CON DRENAJE APROPIADO

b). Para la cuneta auxiliar
H = 0.30 m.
T = 0.40 a 0.50 m.

Los taludes Zo y Z_1 dependen de su estabilidad al deslizamiento.

La profundidad del flujo debe ser: $y \leq 0.7H$; con la cual se verificará la velocidad máxima no erosiva al revestimiento de la cuneta.

Si el revestimiento es de concreto simple f'c = 140 kg/cm^2, la velocidad máxima puede ser de 3.0 m.s^{-1}.

Las cunetas deben descargar el agua a un cauce natural ó a un aliviadero.

Los aliviaderos se ubican, de preferencia, en los puntos donde la velocidad en la cuneta es erosiva y la sección no tiene capacidad hidráulica. Partiendo de una divisoria de aguas de la carretera, el primer aliviadero se podría ubicar a la distancia. Lx_2. (Ver figura Nº 4)

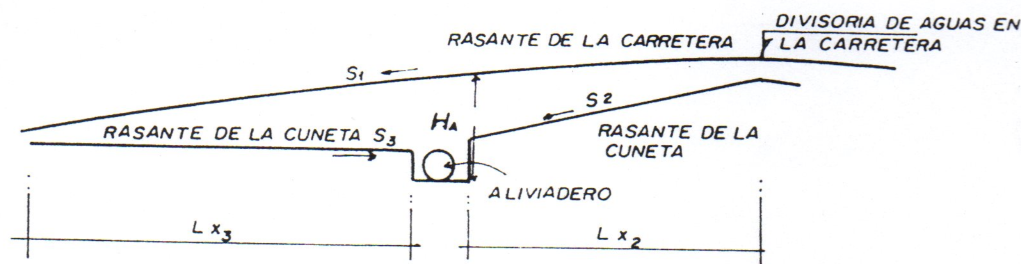


FIG. Nº 4 UBICACION DEL PRIMER ALIVIADERO

En la divisoria de aguas del tramo de pendiente adversa S_3, la profundidad de la cuneta es "H"(Ver Fig. N° 4), en la sección final la velocidad máxima del flujo es la erosiva; entonces la profundidad H_A dependerá de esas consideraciones y debe cumplirse que $H_A = Z_A + H + S_2 Lx_2$

Se entiende por sección final del tramo de una cuneta, aquella donde se produce la descarga al aliviadero. En estas secciones la profundidad total es igual a $H + S_i Lx_i$, donde Si es el tramo de la cuneta y Lx_i es la distancia entre la sección inicial de la cuneta y la sección final de la misma (ver Fig. N° 4).

Un aliviadero se caracteriza por tener una caja en la cual descarga el agua de las cunetas; su profundidad depende tanto de la cuneta como de la topografía del terreno que facilite la salida del agua por el cañón del aliviadero.

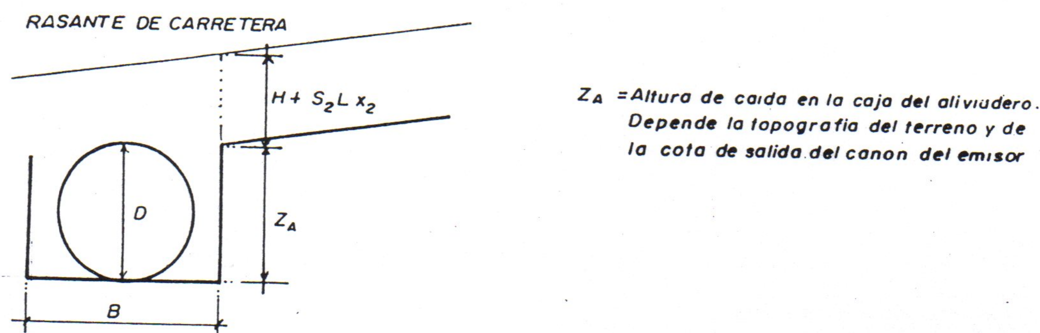


FIG. N°5. PROFUNDIDAD MINIMA DE LA CAJA DEL ALIVIADERO : H_A

B = ancho de la caja del aliviadero, suficiente para realizar la limpieza manual.
D = diámetro del cañón del aliviadero ó dimensión vertical de la sección cuando no es circular.
Cualquier i - ésimo aliviadero se ubicará en el extremo final de la ó las cunetas que descargan en él, según se puede apreciar en la Fig. N° 6.

La dimensión de la caja, perpendicular al ancho B debe ser lo suficiente para que descargue la cuneta y se pueda realizar una limpieza manual en dicha caja.



FIG. N°6. UBICACION DE ALIVIADEROS Y PENDIENTE DE CUNETAS.

El cajón de entrada, que puede ser de mampostería o de concreto, recibe el agua que corre por la cuneta, luego entra al cañón del aliviadero.

La geometría de la entrada de la alcantarilla o aliviadero puede tener gran influencia en la pérdida de entrada. Dentro de la alcantarilla, se tiene una pérdida adicional causada por la fricción de la pared.

1.3 VARIABLES HIDROLÓGICAS

El estudio hidrológico es importante para realizar cualquier proyecto hidráulico, en cuencas que cuentan o no con información hidrometeorológica. La precipitación, frecuencias, períodos de retorno, intensidades máximas, etc. servirán para determinar el caudal máximo de escorrentía, con el cual se diseñará las diferentes estructuras hidráulicas tales como: Alcantarillas, cunetas, aliviaderos, badenes, puentes, etc.

De esta manera se garantiza la eficiencia de las diferentes obras de arte proyectadas, para el buen funcionamiento, y la conservación de una carretera que, también depende fundamentalmente de un buen planteamiento en función a las características topográficas, geológicas y ecológicas de la zona.

1.3.1 RIESGO DE FALLA (J).

Representa el peligro o la probabilidad de que el gasto considerado para el diseño sea superado por otro evento de magnitudes mayores.

Si llamamos P a la probabilidad acumulada de que no ocurra tal evento, es decir, que la descarga considerada no sea igualada o superada por otra; entonces la probabilidad de que sí ocurra dicho evento en N años consecutivos de vida, representa el riesgo de falla J y está dado por:

$$J = 1 - P^N$$

1.3.2 SELECCIÓN DE LA PROBABILIDAD EXPERIMENTAL O EMPÍRICA.

Numerosas son las formas empíricas que definen la probabilidad experimental que se atribuye a una observación. La selección de una o de otra fórmula está principalmente ligadas a la selección de una función de distribución a ajustar sobre estas observaciones. Para llevar todas estas distribuciones a una misma distribución experimental se puede utilizar la fórmula:

$$P(X<Xr) = F(Xr) = \frac{r-b}{n+1-2b} = \frac{r-b}{n+\alpha}$$

donde; α y b son valores correspondientes a cada fórmula empírica y depende de la ley de probabilidad a utilizar. En la fórmula anterior para el r-ésimo valor (x_r) de la muestra de "n" valores clasificados en un orden creciente $x_{(1)} \leq x_{(2)} \leq x_{(3)} \leq \ldots x_{(i-1)} \leq x_{(i)} \leq x_{(i+1)} \ldots \leq x_{(n-1)} \leq x_{(n)}$ sobre "n" años, P(X<Xr) es la probabilidad experimental al no sobrepasar o no superar dicho valor Xr .

En la práctica se utiliza a menudo la notación P =1- F(Xr), correspondiendo a la función de distribución de sobrepasar a Xr.

Para estimar los parámetros α y b, se dan tres condiciones:

- La distribución experimental es simétrica al menos en los extremos.
  $F(x_1) = 1 - F(x_n)$ que da $\alpha = 1-2b$

- El más pequeño valor de la muestra es sobrepasado en promedio una vez por año:

La probabilidad al sobrepasamiento $P(x \leq x_1)$ sobre "n" años) = ½ . Sea $F^n(x_1) = ½$ cuando "n" es demasiado grande esta relación puede tomar $b = 1 - \ln(2)$.

- $F(x_r)$ = frecuencia de valores x_r inferiores o iguales a x:

$F(x_r)_{min} = 1/n$
$F(x_r)_{min} = 1$

Uno puede escoger una expresión que aproxime la mediana de la distribución de resultados de las posibilidades de los valores de rango "r" de una muestra de tamaño "n".

Entre las expresiones más utilizadas en hidrología tenemos:

- La fórmula de HOSKING (1985).

$$F(Xr) = \frac{r-0.35}{n}$$

- La fórmula de HAZEN (1930), recomendada por BRUNET - MORET (1973).

$$F(Xr) = P\{X \leq x_r\} = \frac{r-0.5}{n}$$

- La fórmula de CHEGODAYEV (1978):

$$F(Xr) = P\{X \leq x_r\} = \frac{r-0.3}{n+0.4}$$

Las fórmulas anteriores son adaptadas a las variables hidrológicas cuando uno sabe exactamente la ley teórica conveniente.

- La fórmula de WEIBULL :

$$F(Xr) = P\{X \leq x_r\} = \frac{r}{n+1}$$

- La fórmula de BLOM :

$$F(Xr) = -\frac{r-0.375}{n+0.25}$$

Generalizando:

$$F(Xr) = P\{X \leq xr\} = -\frac{r-b}{n+1-2b}$$

Donde 0< b< 1, es un parámetro; si b = 0.5 se tiene la fórmula de Hazen; si b = 0.3 se tiene la fórmula de Chegodayev; si b = 0 se tiene la fórmula de Webull; si b = 3/8 tenemos la fórmula de Blom, 1/3 para la de Tukey y 0.44 para la de Gringorten.

Como indica Nerc (1975), las frecuencias empíricas son una guía empírica para juzgar la aceptación de una ley teórica, y si uno no pone una atención especial a los valores extremos, existe una pequeña diferencia entre ellos.

G. GALEA y C. PRUDHOMME (1996) hacen referencia que

$$F(Xr) = \frac{r-0.5}{n+0.4}$$

esta expresión aproxima la mediana de la distribución de muestreo de probabilidades de valores de rango r de una muestra. En sus investigaciones (MICHEL 1989, LUBES 1994, LANG 1995) sobre fenómenos extremos dicha distribución es la que mejor se ajusta.
En las fórmulas anteriores los valores de la muestra se ordenan en forma creciente. En caso de ordenarlos en forma decreciente, la probabilidad obtenida es P(X>Xr), es decir de sobrepasar el valor Xr.

1.3.3 NOCIONES SOBRE TIEMPO O PERIODO DE RETORNO (Tr).

Supóngase que por definición un evento extremo ocurre si una variable aleatoria X es mayor o igual que un cierto nivel x_T. El intervalo de ocurrencia τ es el tiempo entre ocurrencias $X \geq x_T$.

El período de retorno T de un evento $X \geq x_T$ es el valor esperado de τ, E (τ), su valor promedio medido sobre un número de ocurrencias suficientemente grande. Por consiguiente, el período de retorno de un evento con magnitud dada puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada.

La probabilidad $p = P(X \geq x_T)$ de ocurrencia del evento $X \geq x_T$ en cualquier observación puede relacionarse con el período en la siguiente forma. Para cada observación existen dos resultados posibles: ya sea "éxito" $X \geq x_T$ (probabilidad p) o "falla" $X < x_T$ (probabilidad 1 - p). Debido a que las observaciones son independientes, la probabilidad de un intervalo de recurrencia de duración τ es el producto de las probabilidades de τ - 1 fallas seguidas por un éxito, es decir $(1-p)^{\tau-1}$ p y el valor esperado para cada τ está dado por:

$$E(\tau) = \sum_{\tau=1}^{\infty} \tau\,(1-p)^{\tau-1}\,p$$

$$= p + 2(1-p)\,p + 3(1-p)^2\,p + 4(1-p)^3\,p + \ldots$$
$$= p\,[\,1 + 2(1-p) + 3(1-p)^2 + 4(1-p)^3 + \ldots]$$

La expresión dentro de los corchetes tienen la forma de un expansión de series $(1 + x)^n = 1 + nx + [n(n-1)/2]\ x^2 + [n(n-1)(n-2)/6]\ x^3 + \ldots$, con $x = -(1-p)$ y $n = -2$, luego la ecuación anterior se puede escribir como:

$$E\{\tau\} = \frac{p}{[1-(1-p)]2}$$

$$= 1/p$$

Luego $E(\tau) = T = 1/p$; es decir, la probabilidad de ocurrencia de un evento en cualquier observación es el inverso de su periodo de retorno:

$$P(X \geq x) = 1/T$$

Ahora, **Cuál es la probabilidad de que un evento con periodo de retorno T años ocurra al menos una vez en N años ?** Para calcular esto, primero se considera la situación de que no ocurra el evento de T años en N años. Esto requeriría una secuencia de N "fallas" sucesivamente, de tal manera que:

$$P(X < x \text{ cada año durante } N \text{ años}) = (1-p)^N$$

El complemento de esta situación es el caso requerido, entonces:

$$P(X \geq x \text{ cada año durante } N \text{ años}) = 1 - (1-p)^N$$

Como $p = 1/T$.

$$P(X \geq x \text{ cada año durante } N \text{ años}) = 1 - (1 - 1/T)^N$$

La ecuación anterior será el *Riesgo de Falla (J), que es la probabilidad de que un evento con periodo de retorno T años ocurra al menos una vez en N años*. Luego tenemos:

$$J = 1 - (1 - 1/T)^N$$

despejando T en función de J, tenemos:

$$T = \frac{1}{1-(1-J)^{1/N}}$$

Si tomamos a N años como el Periodo de Diseño (N), que es en sí, la duración o vida útil para un determinado proyecto, el cual es función del aspecto técnico, social, económico, etc. Tal durabilidad no es tan fácil posible fijarlo con toda certeza, puesto que el proyecto está sujeto a riesgos permanentes de falla, por ocurrencias de descargas mayores a las predichas.

1.3.4 VIDA ÚTIL (N). Se define como el tiempo ideal durante el cual las estructuras e instalaciones funcionan al 100% de eficiencia, ya sea por su capacidad o por

su resistencia; pasado dicho tiempo o período se debe realizar una ampliación o un nuevo diseño. Depende de varios factores:

- Durabilidad de las instalaciones.
- Facilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución
- Posibilidades de financiamiento.
- Tendencia del crecimiento poblacional
- Rentabilidad

1.3.5. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Tc). Se define como el tiempo necesario para que una gota de lluvia llegue a una alcantarilla o desagüe pluvial (punto emisor) desde el punto más remoto de la cuenca.

Se calcula por la fórmula empírica siguiente:

Según TEMEZ: $$T_C=0.3\left(\frac{L}{S^{1/4}}\right)^{0.76}$$

Donde:

Tc	:	Tiempo de concentración (horas)
L	:	Longitud de máximo recorrido (metros).
S	:	Pendiente del cauce principal (decimales)

1.3.6 DESCARGA DE DISEÑO (Q). Es el valor de la descarga seleccionada, con cierto riesgo de falla en la estimación de dicha magnitud; de tal modo que la estructura tenga una capacidad que garantice el buen funcionamiento, durabilidad y el mínimo costo posible.

La forma más común para el cálculo de las escorrentías máximas, es el Método Racional; siendo recomendable para cuencas colectoras de pequeñas áreas, generalmente no mayores de 50 ha; sin embargo algunos autores recomiendan su aplicación hasta límites de 1500 ha.

Fórmula del Método Racional:

$$Q=\frac{C\,I\,A}{360}$$

Donde:

Q : Descarga de diseño (m^3/seg.)
C : Coeficiente de escorrentía (adimensional).
I : Máxima intensidad de precipitación correspondiente. al tiempo de concentración (mm/h).
A : Área a drenar (ha).

1.3.7 DETERMINACIÓN DE LA INTENSIDAD DE DISEÑO.

Cuando se tiene registro de intensidades en una cuenca sin información se puede generar a partir de una que tenga registro de intensidades y con ayuda del análisis dimensional y semejanza dinámica, se obtiene una expresión que relaciona los principales parámetros geomorfológicos y variables de las cuencas en estudio.

Los parámetros empleados son:

Z = Altitud media de la cuenca.
I = Intensidad media máxima, a cierta altitud.
A = Cuenca con información.
B = Cuenca sin información.
t = Duración de la lluvia

Las variables indicadas son las que influyen en el fenómeno de la intensidad de precipitación sobre una cuenca de ciertas características.

VARIABLE	SÍMBOLO	DIMENSIÓN
Altitud	Z	L
Intensidad	I	LT^{-1}
Tiempo	t	T

La ecuación que se plantea a continuación es deducida dimensionalmente a partir de una relación funcional homogénea. Luego tenemos el parámetro adimensional ¶.

$$¶ = I*t/Z$$

Haciendo la semejanza dinámica entre cuenca con información A, y cuenca sin información B.

$$¶A = ¶B$$
$$TA* IA /ZA = TB*IB / ZB$$
$$IB = (ZB / ZA)* IA *TA/TB$$

En Cajamarca (Perú) se ha considerado como estación índice a la estación Augusto Weberbauer, ubicada a una altitud de 2536 m.s.n.m., cuya planilla de intensidades medias máximas, para períodos de duración de 5, 10, 30, 60 y 120 minutos se presenta en el capítulo 2 de este libro.

1.4. CUNETAS.

Las cunetas son zanjas que se hacen a ambos lados del camino con el propósito de recibir y conducir el agua pluvial de la mitad del camino (o de todo el camino en las curvas), el agua que escurre por los cortes y a veces la que escurre de pequeñas áreas.

Debido a que el área a drenar por las cunetas es relativamente pequeña, generalmente se proyectan estas para que den capacidad a fuertes aguaceros de 10 a 20 minutos de duración. Se puede decir que se considera suficientemente seguro proyectar cada cuneta para que tomen el 80% de la precipitación pluvial que cae en la mitad del ancho total del derecho de vía. Las dimensiones, la pendiente y otras características de las cunetas, se determinan mediante el flujo que va a escurrir por las mismas. Las cunetas generalmente se construyen de sección. transversal triangular o trapecial y su diseño se basa en los principios del flujo en los canales

abiertos. En un flujo uniforme, las relaciones básicas se indican mediante la conocida fórmula de Manning.

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Q : Descarga en m^3/s.
A : Area de sección en m.
S : Pendiente del canal
n : Coeficiente de rugosidad de Manning.

Es conveniente emplear una sección de cuneta constante no solo por la buena apariencia y seguridad del camino, sino también con el objeto de hacerla de más fácil construcción y conservación.

Los taludes de la cuneta deben ser tan inclinados como sea posible, y cuando ellos están bien acabados contribuyen al buen aspecto de la carretera.

TABLA Nº 1 : Velocidades máximas que no causan erosión en canales sin revestimiento

Tipo de terreno	**Velocidad (m/s) para agua con arrastre de arena y grava**
- Arena fina	0.5
- Franco arenoso	0.6
- Limo arcilloso	0.6
- Franco areno – limoso	0.7
- Cenizas volcánicas	0.6
- Arcilla	1.1
- Grava y cantos rodados	2.0

Para canales en tierra, Kennedy da la siguiente fórmula empírica
$V_S = 0.548\ d^{0.64}$

Donde : V_S = velocidad en m/s, que no produce erosión ni colmatación
d = tirante de agua en metros.

TABLA Nº 2: Taludes recomendables para canales:

Material	**H: V** (V / H)
- Roca firme	¼ : 1
- Roca con fisuras	½ : 1
- Grava Cementadas	¾ : 1
- Arcillas compactas ó Conglomera	1 : 1
- Arcilla con grava suelos francos	1 : 1
- Suelos francos con grava	1 ½ : 1

- Limos arcillosos	1 ½ : 1
- Limos arenosos	2 : 1
- Franco arenoso	2 : 1
- Arena suelta	3 : 1

TABLA Nº 3 Algunos Valores de "n" de Manning

Material	n
- Tierra común, nivelada y alisada	0.02
- Roca lisa y uniforme	0.03
- Roca con salientes y sinuosos	0.04
- Lechos pedregosos	0.03
- Plantilla de tierra, taludes ásperos.	0.03

Cunetas revestidas de concreto:

$V_{máx}$ = 2.5m/s , para evitar erosión del concreto simple.
Velocidad para evitar colmatación = recomendable 1.5 m/s como mínimo que, puede arrastrar partículas de 50 mm. como tamaño máximo, si la profundidad del agua sería de 0.30m.

Una velocidad de 2.50m/s puede arrastrar partículas de 120 mm., con una profundidad de agua de 0.30m.

En caso de no cumplir con estas recomendaciones se estimará el volumen de colmatación de las cunetas y el período de limpieza de las mismas.

Para calcular el volumen de sedimentos de las laderas se deberá realizar trabajos de investigación.

No es aconsejable el empleo de cunetas de sección transversal, rectangular porque muy pocas veces conservan taludes verticales, ya que se derrumban y asolvan la cuneta y el revestimiento es más costoso.

Las cunetas sin revestir resistirán velocidades entre 0.30m/s y 1.20 m/s, dependiendo del tipo de suelo. si la velocidad calculada para el gasto de diseño es muy alta para el terreno, debe darse una protección revistiendo la cuneta con asfalto, concreto, mampostería o césped transplantado. Una alternativa para evitar el revestimiento de la zanja en toda su longitud, es la construcción de estructuras de caídas en ciertos intervalos. Otra alternativa es derivar el escurrimiento hacia un drenaje natural, usando una rápida revestida y que pase a través de un lado del terraplén antes de que el escurrimiento acumulado sea suficiente para causar velocidades peligrosas.

Las cunetas de sección trapecial tienen mayor capacidad de transporte para la misma sección transversal, pero a menos que se hagan de plantilla relativamente ancha, se erosionan más fácilmente que las cunetas en "V".

Las desventajas de las cunetas en "V" es que deben hacerse muy anchas en pendientes suaves y si el camino va en cortes muy fuertes puede resultar muy costoso dar el ancho necesario.

La experiencia muestra que toda cuneta debe tener revestimiento para resistir velocidades originadas con pendiente longitudinal de 1% ó más. Las cunetas sin revestimiento provocan infiltración hacia el subsuelo del camino, son fácilmente erosionables y su mantenimiento es más costoso.

Las contracunetas son zanjas que se hacen en lugares convenientes con el fin de evitar que llegue a las cunetas más agua que aquella para la cual están proyectadas. Solamente se utilizan en casos excepcionales.

1.5. ALCANTARILLAS

A partir de este momento el término alcantarilla también se referirá al término aliviadero con la finalidad de generalizar los conceptos de la hidráulica de alcantarillas.

El gasto de una alcantarilla se determina aplicando las ecuaciones de continuidad y de energía entre las secciones de llegada y una sección aguas abajo, ubicado según el tipo de flujo dentro de la alcantarilla.

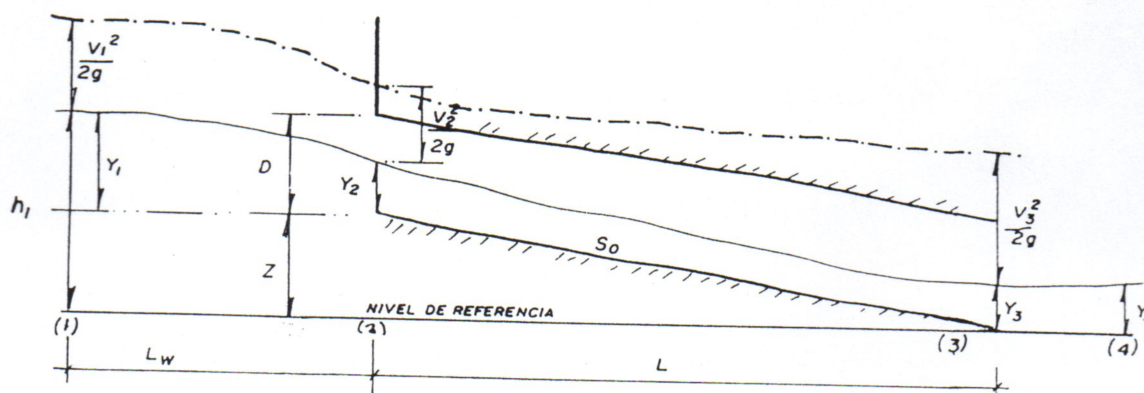


FIG. N°7. VARIABLES HIDRAULICAS DE UNA ALCANTARILLA

D = dimensión vertical máxima de la alcantarilla.
y_1 = Tirante en la sección de llegada (en la sección del dren natural ó de la caja)
y_4 = Tirante aguas abajo de la alcantarilla (de acuerdo al nivel del agua que se espera)
(1) = Sección de llegada en el dren natural (aproximadamente a 3m desde la entrada de la alcantarilla)
(2) = Entrada de la alcantarilla
(3) = Salida de la alcantarilla
(4) = Sección aguas abajo, con profundidad de agua requerida y_4

Lw = distancia entre secciones (1) y (2); aproximadamente 2m. a 3 m.
L = Longitud del cañón ó barril
So = Pendiente del cañón

Por conveniencia de cálculo, el gasto a través de alcantarillas se divide en seis categorías con base en las alturas relativas de la carga y de los niveles aguas abajo (Ver fig. Nº 8).

1.5.1 CARACTERÍSTICAS DEL F LUJO EN ALCANTARILLAS

TABLA Nº 4. CARACTERÍSTICAS DE LOS TIPO DE FLUJO, CONOCIDOS: y_1, y_C, y_4, D (Ver fig. Nº 7)

Tipo de Flujo	Flujo en el Cañón de la alcantarilla	Ubicación de la sección aguas abajo	Tipo de control	Pendiente de alcantarilla	y_1/D	Y_4/yc	y_4/D
1	Parcialmente lleno	Entrada	Tirante critico	Supercrítico	< 1.5	< 1.0	≤ 1.0
2	Parcialmente lleno	Salida	Tirante critico	Subcrítico	< 1.5	< 1.0	≤ 1.0
3	Parcialmente lleno	Salida	Remanso	Subcrítico	< 1.5	< 1.0	≤ 1.0
4	Lleno	Salida	Remanso	Cualquiera	> 1.0	-	> 1.0
5	Parcialmente lleno	Entrada	Geometría de entrada	Cualquiera	≥ 1.5	-	≤ 1.0
6	Lleno	Salida	Geometría de la entrada y el cañón	Cualquiera	≥ 1.5	-	≤ 1.0

Para prever el tipo de flujo en una alcantarilla se puede utilizar el diagrama de flujo de la Fig. Nº 9.

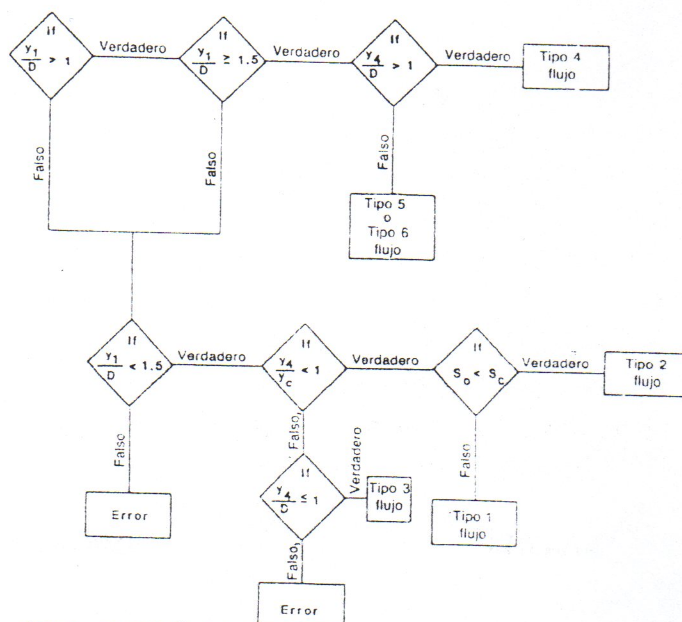
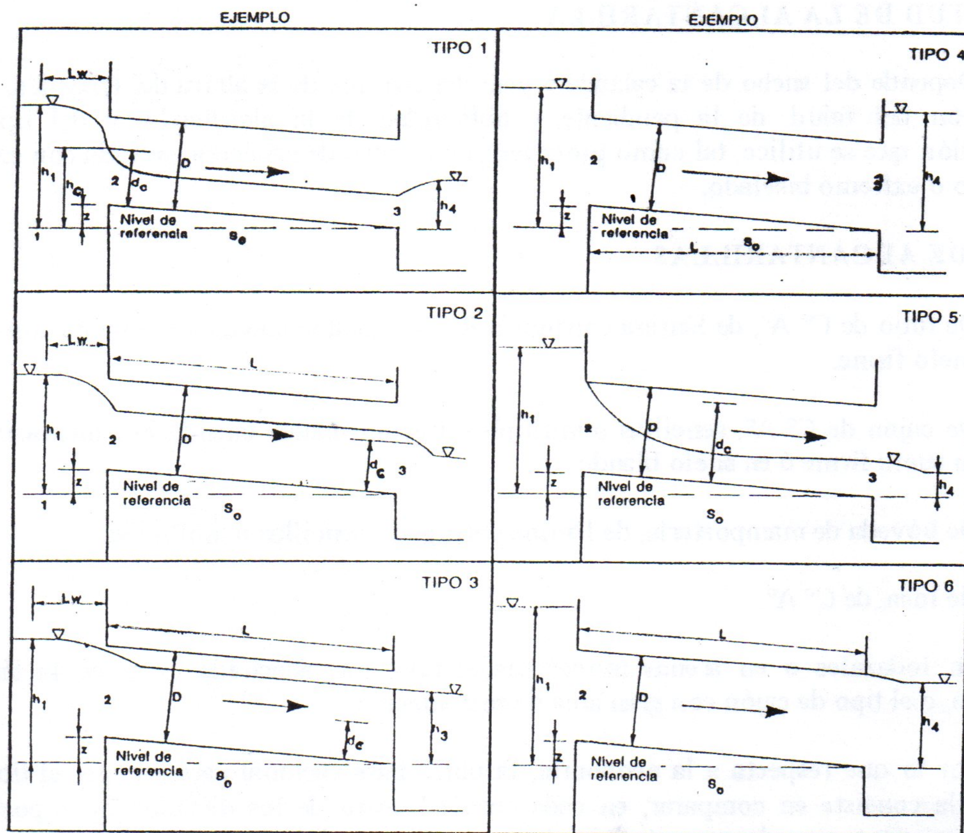


FIG. Nº 9 SELECCIÓN DEL FLUJO EN ALCANTARILLAS



Tipo de flujo de alcantarilla	Ecuación de gasto
Tipo 1. **Tirante crítico a la entrada** $(h_1 - z)/D < 1.5$ $h_4/h_c < 1.0$ $S_0 > S_c$	$Q = C_D A_c \sqrt{2g\left(h_1 - z + \alpha_1 \frac{\bar{u}_1^2}{2g} - y_c - h_{f1.2}\right)}$
Tipo 2. **Tirante crítico a la salida** $(h_1 - z)/D < 1.5$ $h_4/h_c < 1.0$ $S_0 < S_c$	$Q = C_D A_c \sqrt{2g\left(h_1 + \alpha_1 \frac{\bar{u}_1^2}{2g} - y_c - h_{f1.2} - h_{f2.3}\right)}$
Tipo 3. **Flujo subcrítico en toda la alcantarilla** $(h_1 - z)/D < 1.5$ $h_4/D \leqq 1.0$ $h_4/h_c > 1.0$	$Q = C_D A_3 \sqrt{2g\left(h_1 + \alpha_1 \frac{\bar{u}_1^2}{2g} - h_3 - h_{f1.2} - h_{f2.3}\right)}$
Tipo 4. **Salida ahogada** $(h_1 - z)/D > 1.0$ $h_4/D > 1.0$	$Q = C_D A_0 \left[\frac{2g(h_1 - h_4)}{1 + (29 C_D^2 n^2 L/R_0^{4/3})}\right]^{1/2}$
Tipo 5. **Flujo supercrítico a la entrada** $(h_1 - z)/D \geqq 1.5$ $h_4/D \leqq 1.0$	$Q = C_D A_0 \sqrt{2g(h_1 - z)}$
Tipo 6. **Flujo lleno a la salida** $(h_1 - z)/D \geqq 1.5$ $h_4/D \leqq 1.0$	$Q = C_D A_0 \sqrt{2g(h_1 - h_3 - h_{f2.3})}$

FIG. Nº 8 Clasificación de los tipos de flujo en alcantarillas.

LONGITUD DE LA ALCANTARILLA.

Depende del ancho de la calzada o piso del camino, de la altura del terraplén, de la inclinación del talud, de la pendiente y oblicuidad de la alcantarilla y del tipo de terminación que se utilice, tal como pieza terminal, muro de cabecera, entrada con caída, vertedero o extremo biselado.

TIPOS DE ALCANTARILLAS.

a) De tubo de C° A°, de lámina corrugada Recomendable cuando la cimentación es en suelo firme.

b) De cajón de C° A°, sencillas o múltiples. Recomendable cuando la cimentación es en suelo firme ó en suelo blando.

c) De bóveda de mampostería, de lámina corrugada, sencillas o múltiples.

d) De losa, de C° A°.

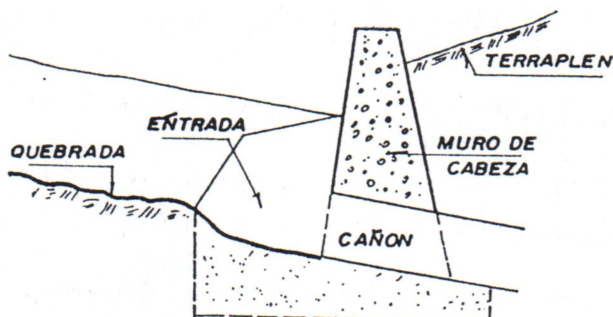
En lodazales o en arenas movedizas el tipo más adecuado es el de la lámina acanalada, o el tipo de cajón con gran área de sustentación.

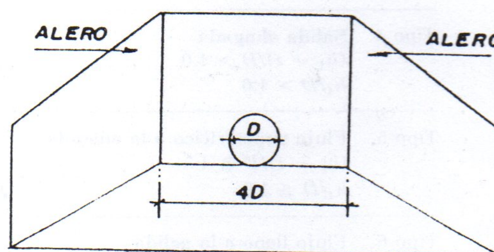
Por lo que respecta a la economía, la única base racional para escoger el tipo de alcantarilla consiste en comparar, en cada caso, el costo de los distintos tipos posibles teniendo en cuenta no solo su costo inicial sino también su duración y conservación.

MUROS DE CABEZA O ENTRADAS.

La altura de los muros de cabeza debe ser tal que se extienda más arriba de su intersección con los taludes del camino.

El muro de cabeza debe prolongarse abajo de la plantilla formando un dentellón que sirve a la vez de amarre y de protección contra la erosión de dicha plantilla.





1.5.2 LONGITUD DE LA ALCANTARILLA.

Depende del ancho de la calzada o piso del camino, de la altura del terraplén, de la inclinación del talud, de la pendiente y oblicuidad de la alcantarilla y del tipo de terminación que se utilice, tal como pieza terminal, muro de cabecera, entrada con caída; vertedero o extremo biselado.

1.5.3 TIPOS DE ALCANTARILLAS.

a) De tubo de concreto armado, de lámina corrugada. Recomendable cuando la cimentación es en suelo firme.

b) De cajón de concreto armado sencillas o múltiples. Recomendable cuando la cimentación es en suelo firme ó en suelo blando.

c) De bóveda de mampostería, de lámina corrugada, sencillas o múltiples.

d) De losa, de concreto armado.

Se aplica el término múltiple cuando la alcantarilla tiene dos ó más cañones paralelos y sencilla cuando tiene un cañón solamente.

En lodazales o en arenas movedizas el tipo más adecuado es el de la lámina acanalada, o el tipo de cajón con gran área de sustentación.

Por lo que respecta a la economía, la única base racional para escoger el tipo de alcantarilla consiste en comparar, en cada caso, el costo de los distintos tipos posibles teniendo en cuenta no solo su costo inicial sino también su duración y conservación.

1.5.4 MURO DE CABEZA O ENTRADA DE LA ALCANTARILLA.

La altura de los muros de cabeza debe ser tal que se extienda más arriba de su intersección con los taludes del camino (Ver fig. N° 10).
El muro de cabeza debe prolongarse abajo de la plantilla formando un dentellón que sirve a la vez de amarre y de protección contra la erosión de dicha plantilla.

En muchos casos la plantilla de la alcantarilla se extiende tanto aguas arriba como aguas abajo en forma de delantal para impedir la erosión. En estos casos al extremo del delantal debe ponerse también un dentellón.

Cuando los muros de cabeza no son rectos sino que llevan aleros, para determinar la longitud de los mismos debe también tenerse en cuenta el ángulo que forman los aleros.

La altura de los aleros va en disminución hacia su extremo. Esa disminución depende del ángulo de los aleros y del talud natural del terreno.

1.5.5 CAPACIDAD HIDRÁULICA DE LAS ALCANTARILLAS.

Cuando Se diseña una alcantarilla es recomendable asignarle una pendiente igual al del cauce natural y para el caso de un aliviadero, la pendiente debe garantizar la evacuación de los sedimentos (So $\geq$ 1%); conociendo entonces la longitud del cañón, se propone un valor para D y de acuerdo a las características, ya sea del cauce natural ó de la caja se sabrá previamente qué valor le corresponde a y_1. Recuérdese que para el caso de un cauce natural y_1 lo propone el diseñador. Cuando a la salida del cañón se espera un nivel de agua cuya profundidad y_4 se conoce previamente, por observaciones en el lugar del estudio, se dice que existe control a la salida.

Estas circunstancias se traducen en la manera como podría funcionar una alcantarilla, según se indica en la Fig. N° 8.

Si y_4 solamente depende del flujo de aguas arriba, es decir depende de y_1, se dice que existe control a la entrada.

Después de establecer y_1 y y_4 se prevé, utilizando las figuras N° 8 y N° 9 el tipo de flujo, así como la expresión para estimar el caudal que es capaz de conducir la alcantarilla; que obviamente también depende del tipo de entrada, y las características del cañón (longitud, sección, pendiente, rugosidad). En las ecuaciones del gasto de la Fig. N° 8, se tiene:

C_D = Coeficiente de gasto. Para mayor información remitirse al libro de canales de hidráulica de Canales Abiertos del autor Richard H. French. Edit Mc Graw Hill.
A_C = Área del flujo para un tirante crítico.
V_1 = Velocidad media en la sección de llegada (1)

$h_{f_{1-2}} = \dfrac{L_w\ Q^2}{K_1\ K_C}$ = Pérdida de carga causada por la fricción desde la sección de llegada (1) hasta la entrada al cañón, sección (2).

$K_1 = \dfrac{A_1\ R_1^{2/3}}{n_1}$ = Factor de sección en la sección (1)

De manera similar $: K_i = \dfrac{A_i\ R_i^{2/3}}{n_i}$; para el caso del sistema Inglés:

$$K_i = \frac{1.49 A_i\ R_i^{2/3}}{n_i}$$

$K_C = \dfrac{A_C\ R_C^{2/3}}{n_C}$ = Factor de sección donde ocurre flujo crítico.

L = Longitud del cañón.

$$h_{f2-3} = \frac{L Q^2}{K_2 K_3}$$

Por otra parte, el U.S Bureau of Public Roads, ha determinado a través de numerosas experiencias, las relaciones entre altura y gasto para diferentes tipo de alcantarillas con control a la entrada(Ver figs. Nº A-1 al Nº A-5).

Obtenido el gasto por cualquiera de las formas antèriores se debe comparar su valor con el caudal estimado mediante un estudio hidrológico; obviamente el primero debe ser igual ó algo mayor (por ejemplo 30% más) que el segundo; entonces se aceptará como un diseño razonable.

Cuando la sumergencia sea incierta, se puede obtener una seguridad mayor en los cálculos suponiendo que la entrada no es sumergida.

Las investigaciones de laboratorio indican que una alcantarilla, normalmente con una arista cuadrada en el tope de la entrada, no escurrirá llena aún si la entrada está debajo del nivel de la carga de agua cuando la salida no está sumergida. Bajo estas condiciones, el flujo entrando a la alcantarilla se contraerá a una profundidad menor que la altura del cuerpo de la alcantarilla, en un modo muy similar a la contracción del flujo en la forma de un chorro debajo de una compuerta de salida.

Este chorro de alta velocidad continuará a través de la longitud del cuerpo principal, pero su velocidad será reducida lentamente a medida que la carga se pierde por fricción, gradualmente. Si la alcantarilla no es suficientemente larga para permitir que la profundidad expansiva del flujo debajo de la contracción, se levante y llene el volumen total, la alcantarilla nunca escurrirá llena; tal **alcantarilla es considerada hidráulicamente corta.** De otro modo, **la alcantarilla es hidráulicamente larga**, pues fluirá como una tubería.

Si una alcantarilla es hidráulicamente corta o larga, no puede determinarse solamente por la longitud del tramo. Ella depende de otras características; tales como pendiente, tamaño, geometría a la entrada, altura de agua y condiciones a la entrada y a la salida, etc.

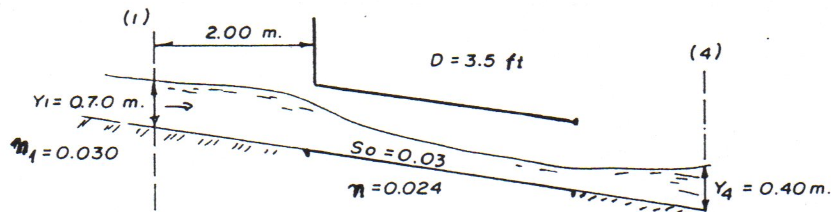
Una alcantarilla se puede hacer hidráulicamente corta, es decir, ella puede fluir parcialmente llena, aun cuando la altura de agua es más grande que su valor crítico.

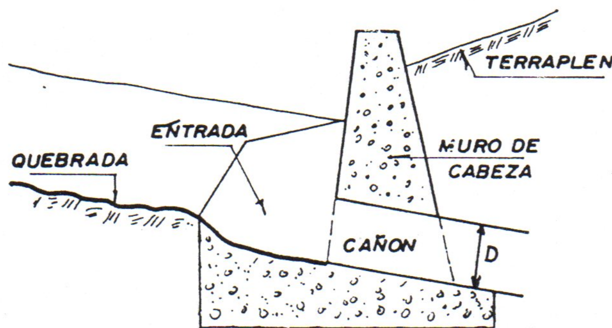
$H = (h_1 - z)/D > 1.2$ a 1.5.

Bajo condiciones adecuadas una alcantarilla hidráulicamente corta con entrada sumergida puede cebarse a si misma automáticamente y así fluir llena. De acuerdo a las investigaciones de laboratorio esta acción de autocebado es debida a una alza de agua hasta el tope de la alcantarilla causada en la mayoría de los casos por un salto hidráulico, el efecto del remanso de la salida, o una onda superficial estable desarrollada dentro del cuerpo de la alcantarilla.

Ejemplo Nº 1:

En la siguiente figura se esquematiza un flujo que ocurre en una alcantarilla de metal corrugado, con un diámetro de 1.067 m, rugosidad de Manning de 0.024 y una longitud de 14.0 m.





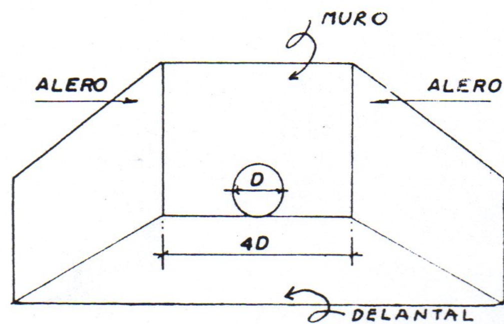


FIG. Nº 10 ENTRADA TÍPICA DE UNA ALCANTARILLA

$y_1 = H_1 - Z$; $D = 1.067\ m = 3.5\ ft$; $L = 14.0\ m.$; $Z = L\ So$

$y_1 = 0.70\ m. = 2.30\ ft$

La sección (1) corresponde a la del cauce natural, aproximadamente de forma rectangular con una profundidad de flujo observado $y_1 = 0.70$ m., con un ancho de 2.50m. (= 8.2 ft) Además, se espera en la sección (4) una profundidad de flujo $y_4 = 0.40$ m.

Determinar el gasto en m^3/s, si la alcantarilla se pone a paño con la pared.

Solución.

- Tipo de flujo:

$y_1/D = 2.30/3.5 = 0.66 < 1.5$ debe ser del tipo 1,2 ó 3. Más adelante se verificará para un solo tipo de flujo

- Coeficiente de gasto: C_D

- Para alcantarillas de concreto con diámetro entre 18 y 36 in (0.46 a 0.91 m) se puede emplear $C_D = 0.95$.

Si se ponen paredes inclinadas a la entrada de alcantarillas circulares en paredes verticales no tiene ningún efecto sobre el coeficiente de gasto (C_D).

En el caso de las alcantarillas rectangulares, el coeficiente de gasto base obtenido con la figura se debe multiplicar por $k\theta$.

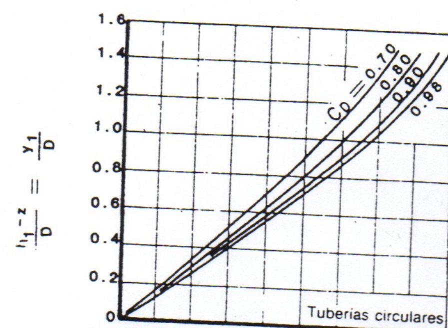
Si la entrada de las paredes inclinadas no es simétrica entonces debe determinarse, independientemente, un valor C_D para cada lado, y promediar los resultados.
Hallando la relación h_4/h_c ó y_4/y_c para precisar el tipo de flujo:

- Empleando la figura adjunta, se halla el valor de y_c , ingresando con $y_1/D = 0.66$ y $C_D = 0.95$, obteniéndose 0.45 y luego calcular:
$y_c = 0.45\,D = (0.45)(3.5) = 1.58\text{ ft} = 0.48\text{m}$.

Se observa que $y_4 < y_c$; entonces no se presenta el flujo tipo 3, será flujo tipo 1 ó 2.

Puesto que $Y_1 < D$ y además $Yc < \frac{D}{2}$, entonces :

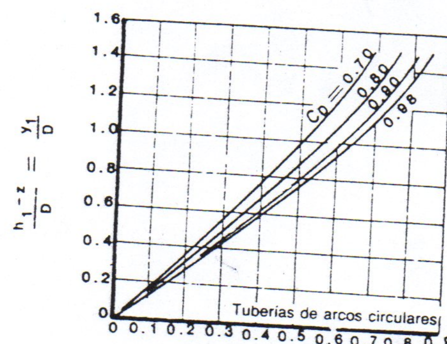
$$\theta = 2\,Arc.\,Cos\left(\frac{0.5\,D - y}{0.5\,D}\right)$$



En caso de $y_C \geq \frac{D}{2}$, entonces

$$\theta = 360° - 2\,Arc.\,Cos\left(\frac{y - 0.5\,D}{0.5\,D}\right)$$

Para cualquier valor de $\theta \leq 360°$



$$\text{Área hidráulica} = \frac{D^2}{4}\left(\frac{\pi\theta}{360} - \frac{Sen\,\theta}{2}\right)$$

$$\text{Radio hidráulico} = \frac{D}{4}\left(1 - \frac{180\,Sen\,\theta}{\pi\theta}\right)$$

FIG-N° 11

El gasto se estima con la ecuación empírica para canales abiertos circulares:

$y_c = 1.01/D^{0.26} (\alpha Q^2/g)^{0.25}$; Válida para $0.02 =\leq y_c/D \leq 0.85$

Sistema Inglés $Q = [(y_c D^{0.26}/1.01)^4 g/\alpha]^{1/2}$; $y_c = (Q^2/gb^2)^{1/3}$ para sección rectangular

$$Q = \left[\left(\frac{(1.58)(3.5)^{0.26}}{1.01}\right)^4 (32.2)\right]^{0.5} = 26.6\, ft^3/S = 0.75 m^3/S$$

- Pérdida por fricción entre la sección de llegada y la entrada de la alcantarilla:

$h_{f1-2} = \dfrac{Q^2 L_w}{K_1 K_C}$, donde $L_W = 2.0$ m. (medido en el campo)

$$K_1 = \frac{A_1 R_1^{2/3}}{n_1}, \qquad K_C = \frac{A_C R_c^{2/3}}{n}$$

A1 = (2.50) (0.70)= 1.75 m^2 ; área del curso natural de sección rectangular.

$$R1 = \frac{1.75}{1.40 + 2.50} = 0.449 \text{ m.}$$ radio hidráulico de la sección rectangular.

$n_1 = 0.030$; rugosidad del lecho del curso natural

$$K1 = \frac{(1.75)(0.449)^{0.67}}{0.030} = 34.11$$

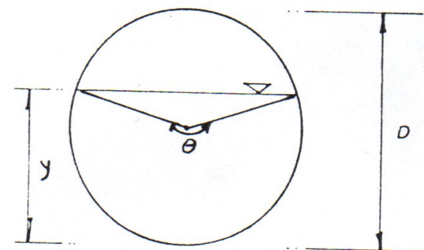


FIG. N° 12

$$A_C = \frac{D^2}{4}\left(\frac{\pi\theta}{360} - \frac{Sen\,\theta}{2}\right);$$ θ está en grados.

$y_c = 0.48$ m.

$\dfrac{D}{2} = \dfrac{1.067}{2} = 0.534m$. Cuando Y< $D/2, \theta = 2Arc.Cos\left(\dfrac{0.5D - Y}{0.5D}\right)$

$\theta = 2$ Arc cos (0.534 - 0.48/0.534)

Cuando $Y \geq D/2, \theta = 360° - 2Arc.Cos\left(\dfrac{Y - 0.5D}{0.5D}\right)$

$\theta = 168.39°$

$$A_c = \frac{(1.067)^2}{4}\left[\frac{(\pi)(168.39°)}{360} - \frac{Sen\,168.39°}{2}\right];\ \text{Según } R = \frac{D}{4}\left(1 - \frac{180 Sen\,\theta}{\pi\theta}\right),$$

donde R es el radio hidráulico de la sección circular.

$Ac = 0.3896\ m^2$

$$R_c = \frac{1.067}{4}\left[1 - \frac{(180)(Sen\,168.39°)}{(\pi)(168.39)}\right]$$

$Rc = 0.2485$ m.

$$K_c = \frac{(0.3896)(0.2485)^{0.67}}{0.024} = 6.39$$

$$h_{f1-2} = \frac{(0.75)^2\,(2)}{(34.11)(6.39)} = 0.0052\,m.$$

- Carga de velocidad en la sección de llegada.

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{\left(\frac{Q}{A_1}\right)^2}{2g} = \frac{\left(\frac{0.75}{1.75}\right)^2}{(2)(9.81)} = 0.0094\ \text{m.}$$

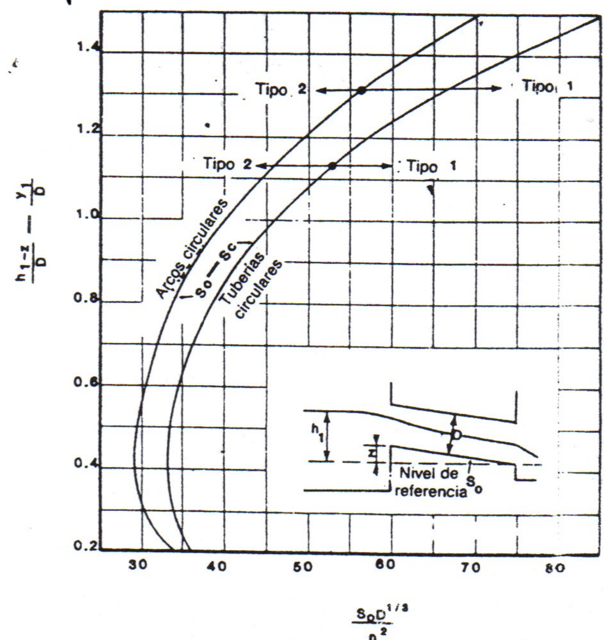


FIG. Nº 13 Pendiente crítica para flujos tipo 1 y 2 *(Bodhaine, 1976.)*

En todas las alcantarillas con flujo Tipo 1,2 y 3 se necesita un ajuste final del coeficiente de gasto. Sea:

$$m = 1 - A/A_1$$

donde :

m = razón de contracción del canal.
A1 = área de flujo en la sección de entrada
A = área de flujo en la sección de llegada.

Para m = 0.80 , un valor ajustado del coeficiente de gasto puede estimarse utilizando la fig. Nº8.33 (libro de FRENCH). Para valores de m < 0.80, el coeficiente ajustado se puede estimar con .

$$C'_D = 0.98 - \frac{(0.98 - C_D)\,m}{0.80}$$

Para el ejemplo:

$$m = 1 - \frac{0.3896\, m^2}{1.75\, m^2} = 0.772$$

$$C''_D = 0.98 - \frac{(0.98 - 0.92)(0.772)}{0.80} = 0.922$$

- Caudal según tipo de flujo:

Para diferenciar los flujos tipos 1 y 2 se emplea la gráfica de Bodhaine (Fig.Nº 8.35 del libro de FRENCH).

Según dicha gráfica, para:

$$\frac{S_0\, D^{1/3}}{n^2} = \frac{(0.03)\,(1.067)^{1/3}}{(0.024)^2} = 53.2$$

$$\frac{y_1}{D} = \frac{0.70}{1.067} = 0.66$$

se observa que éste puede ser un flujo tipo 1.

El hecho de que este flujo es el tipo 1 puede confirmarse demostrando que So > Sc.

$$Sc = \left(\frac{0.75}{6.39}\right)^2 = 0.014$$; por lo que es un flujo tipo 1.

$$\Rightarrow Q = C_D\, Ac\, [2g\,(y_1 + V_1^2/2g - y_c - h_{f1\text{-}2})]^{1/2}$$

$$Q = (0.922)\,(0.3896)\,[\,(2)\,(9.81)\,(0.70+0.0094 - 0.48 - 0.0052)]^{1/2}$$

Q = 0.753 m³/s

Según lo visto anteriormente, la naturaleza del flujo en las alcantarillas depende de muchos factores tales como: el gasto, la pendiente, la longitud y la rugosidad de los conductos; las condiciones aguas abajo y aguas arriba de la alcantarilla y el tipo de entrada de la misma.

Cuando el cañón va precedido de una caja de geometría definida, el problema hidráulico es similar al de una transición. Sin embargo, estas estructuras son generalmente puntos de concentración de gastos que se aproximan a la entrada desde varias direcciones, produciéndose una apreciable disipación de las correspondientes energías cinéticas y, por consiguiente, en el análisis hidráulico de alcantarillas se supone generalmente que la velocidad a la entrada es cero (caso de los cajones de los aliviaderos).

1.5.6 TRANSICIONES

Objetivo

- Reducir pérdidas de carga debidas a cambio de sección ó de pendiente.
- Eliminación de ondas cruzadas, ondas estacionarias y otras turbulencias.

Estas pérdidas dependen del ángulo que forman los aleros de la transición con el eje del canal. Se utiliza ángulo de 12°30′ para reducir pérdidas al mínimo y 25° cuando es necesario perder carga (caídas, rápidas, sifones, etc).

Si las transiciones resultan muy largas para 12°30′ se puede utilizar otros ángulos apropiados:

$$Tg\ \frac{\alpha}{2} = \frac{1}{3F_{promedio}}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

$$F_{promedio} = \frac{F_1 + F_2}{2}$$

$$LT = \frac{l_2 - l_1}{2Tg\ \alpha/2}$$

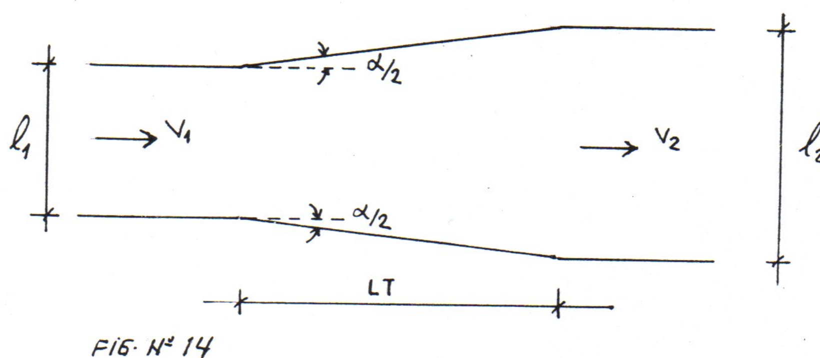


FIG. Nº 14

Consiste en determinar el valor del ángulo α, conocidos l_1, l_2, V_1, V_2
Para calcular la pérdida de carga en el ensanchamiento:

A la salida de una alcantarilla con pendiente supercrítica conviene disipar la energía, por lo cual se adopta una salida abrupta:

$$h_{Le} = K_e\ \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$; donde Ke = 0.75 (también utilizada para pendiente subcrítico)

En régimen subcrítico, la longitud de las transiciones debe ser tal que la línea recta que une las superficies líquidas en sus secciones extremas determinen un ángulo menor de 12°30′ una vez seleccionada el coeficiente de pérdida y geometrizada la estructura en cuanto a la variación de los muros y del fondo, se procede al cálculo del perfil del agua. El perfil así definido debe resultar gradual; si es de otra manera, se realizan ajustes en las variaciones asignadas preliminarmente a los contornos de la transición. Debe notarse que las pérdidas por fricción serán tomadas en consideración por el término Sf.

TABLA N° 5 **Coeficiente de pérdidas para transiciones**

Tipo	Kc (contracción)	Ke (expansión)
Parabólica	0.10	0.20
Cilíndrica	0.16	0.25
Cuña	0.30	0.50
Rectas	0.30	0.50
Abrupta	0.30	0.75.

$$h_{LC} = K_C \ \Delta hv$$
$$h_{Le} = Ke \ \Delta hv$$

Δhv es el incremento de carga de velocidad para el caso de una contracción y la disminución de la misma variable, para el caso de una expansión.

Ejemplo N° 2

Encuéntrese la pendiente crítica límite para Q = 2.5 m^3/s, de un cauce rectangular de 2.00 m de ancho y n = 0.030

Para flujo crítico : $\frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2}$; $D = \frac{A}{T}$

Para canal rectangular : y = D ; $y = \frac{V^2}{g}$; $y = \frac{Q^2}{g(by)^2}$;

T = b

$$y = \left(\frac{Q^2}{gb^2}\right)^{1/3} \rightarrow y_C = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3} ; \quad y_C = \left[\frac{(1.25)^2}{9.81}\right]^{0.333} = 0.54m$$

Entonces:

$A = by = (2.0)\ (0.54) = 1.08\ m^2$
$P = b + 2y = 2.0 + (2)\ (0.54) = 3.08$
$R = \frac{1.08}{3.09} = 0.35\ m$

La pendiente critica:

$$S_C = \left(\frac{n\,Q}{\phi\,A\,R^{2/3}}\right)^2 = \left[\frac{(0.030)\,(2.5)}{(1.0)\,(1.08)\,(0.35)^{2/3}}\right]^2 = 0.01955$$

ϕ = 1.00 S. I
ϕ = 1.49 Inglés

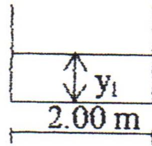
Ejemplo N° 3:

Dada la siguiente información:

-Caudal que llega desde las cunetas al cajón: $Q = 1.5\ m^3/s = 52.8\ pie^3/s$

-Sección (1)

$n_1 = 0.030$



$y_1 = 1.20$ m. ; $A_1 = 2.40\ m^2$

-Alcantarilla de lámina corrugada, a paño con la pared

$D = 3$ pies $= 0.9144$ m

$L = 20.0$ m

$S_0 =$ 2.1 % = 0.021 de la alcantarilla

n= 0.024 (ver tabla 8.16; pág 377 de Richard H. French: Hidráulica de Canales Abiertos, para estimar la rugosidad de Manning del cañón).

$\frac{r}{D} = 0.021$; donde r es el radio del redondeo a la entrada del cañón.

-$y_4 = 2$ pies $= 0.61$ m. (profundidad estimada en el campo)

-LW = 2.00m (longitud estimada en el campo)

Solución

Siguiendo el diagrama de flujo de la Fig. N° 9,

$$\frac{y_1}{D} = \frac{1.20}{0.9144} > 1 \Rightarrow \frac{y_1}{D} = 1.31$$

$$\frac{y_4}{D} = \frac{0.61}{0.9144} < 1$$

Hallando la profundidad crítica (y_C)según Straub; para sección circular:

$$y_C = \left(\frac{1.01}{D^{0.26}}\right)\left(\frac{Q^2}{g}\right)^{0.25},$$ para el sistema inglés (ft, s.)

$$y_C = \left[\frac{1.01}{(3)^{0.26}}\right]\left[\frac{(52.8)^2}{32.2}\right]^{0.25} = \frac{3.0809}{1.3306} = 2.3\ ft = 0.70m$$

La fórmula de Straub tiene un rango de aplicación : $0.02 \leq \frac{y_C}{D} \leq 0.85$

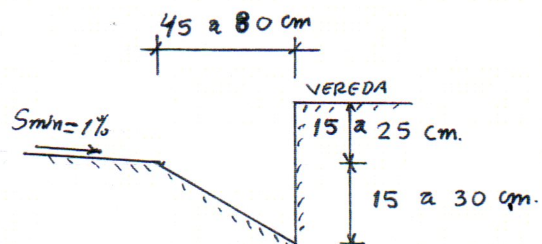


FIG. N°54 MEDIDAS PRÁCTICAS DE CUNETAS

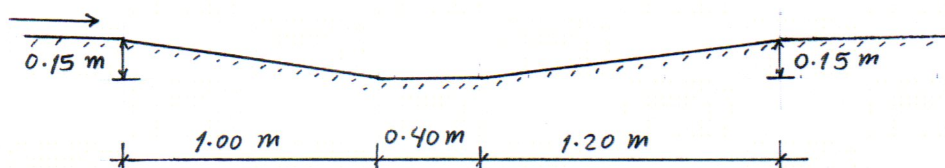


FIG. N°55 MEDIDAS PRÁCTICAS DE UN VADÉN



Características de la zona urbana del ejemplo Nº 8 (Jr. Alfonso Ugarte)

Comprobando: $\frac{y_C}{D} = \frac{2.3}{3} =$ 0.77 está en el rango de aplicación.

Entonces: $\frac{y_4}{y_C} = \frac{0.61}{0.70} = < 1$

Hallando la pendiente crítica de la alcantarilla

$$S_C = \left(\frac{nQ}{\phi A R^{2/3}}\right)^2 \qquad ; S_C = \left(\frac{(0.024)\,(1.5)}{A R^{2/3}}\right)^2$$

Hallando A y R:

$$A = \frac{1}{8}\ (\theta - Sen\,\theta) D^2 \quad ; \text{cuando } y \geq \frac{D}{2} \Rightarrow \theta = 360° - 2\ Arc.Cos\left(\frac{y - 0.5D}{0.5D}\right)$$

$$\frac{D}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 pies; y_C = 2.3 pies \Rightarrow y_C > \frac{D}{2} \Rightarrow \theta = 360° - 2 Arc.Cos\left(\frac{(2.3)-(1.5)}{1.5}\right) = 244.5°$$

π _____ 180°
θ _____ 244.5°
} θrad = 4.267

A = 1/8 (4.267 – Sen 244.5°) $(0.9144)^2$ = 0.54 m^2 ⇒ $A_C = 0.54\ m^2$

$$R = \frac{D}{4}\left(1 - \frac{180\ Sen\,\theta}{\pi\,\theta}\right)$$

$$R = \frac{0.9144}{4}\left(1 - \frac{180\ Sen 244.5°}{(\pi)(244.5°}\right) = 0.28m \quad \Rightarrow \quad Rc = 0.28\ m.$$

Reemplazando en la fórmula de la pendiente crítica se tiene:

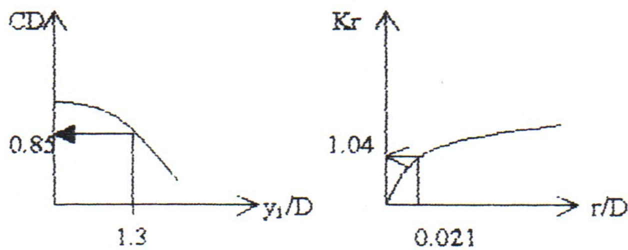
$$S_C = \left[\frac{(0.024)\,(1.5)}{(0.54)\,(0.280)^{0.67}}\right]^2 = 0.0245$$

Comparando S_O con S_C según indica el diagrama de flujo de la Fig. N° 9, se tiene $S_O < S_C$, se trata de flujo tipo 2 y por lo tanto de una alcantarilla hidráulicamente corta.

Caudal para flujo tipo 2:

$$Q = C_D\,A_C\,\sqrt{2g\left(y_1 + S_O\,L + \frac{V_1^2}{2g} - y_C - h_{f_{1-2}} - h_{f_{2-3}}\right)}$$

El coeficiente de gasto C_D se halla de la figura 8.27, pág 378 de French y el valor C_D obtenido se multiplica por el coeficiente Kr que está en función de r/D según la figura 8.28, pág 379 de FRENCH.



$C_D = 0.85 \times 1.04 = 0.884$

Con este valor de C_D y la relación y_1/D se puede verificar la relación y_c/D con la gráfica de la fig 8.36 pág 386 del libro de FRENCH. .

En todas las alcantarillas con flujo tipo 1, 2 y 3 se necesita un ajuste final del coeficiente de gasto, según la expresión:

$$C'_D = 0.98 - \frac{(0.98 - C_D)m}{0.80}$$

(Para valores de m < 0.80)

$m = 1 - \dfrac{A}{A_1}$; donde m = razón de contracción del canal, A_1 = área de flujo en la sección de llegada, A = área de flujo a la entrada del cañón = A_2

Para flujo tipo 2, a criterio : A = (correspondiente a un tirante igual a 1.1 y_C =1.1x0.7 = 0.77m , porque la profundidad a la entrada del cañón debe ser subcrítica).

A= (1/8)(4.65 – sen 4.65)(0.9144m)^2

A= 0.590 m^2

R= 0.28m

Reemplazando

$$m = 1 - \frac{0.590}{2.40} = 0.754$$

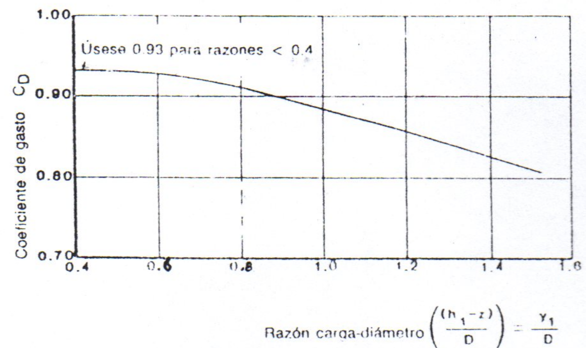
$$C'_D = 0.98 - \left(\frac{0.98 - 0.884}{0.80}\right)0.754 = 0.89$$

También:

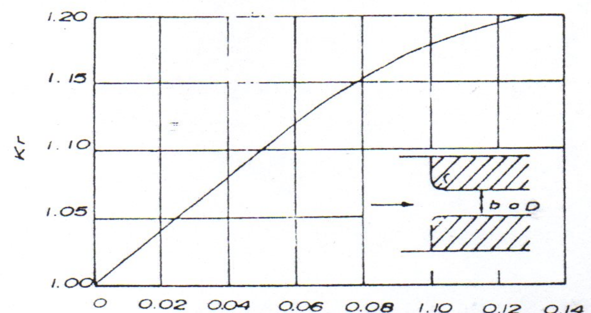
So. L = 0.021 x 20.00 = 0.42 m

$$\frac{V_1^8}{2g} = \frac{\left(\frac{1.5}{2.40}\right)^2}{2 \times 9.81} = 0.02m$$

$$h_{f_{1-2}} = \frac{Q^2\, Lw}{K_1\, K_2}\ ;\ K_1 = \frac{A_1\, R_1^{2/3}}{n_1}\ ;\ K_2 = \frac{A_2\, R_2^{2/3}}{n_2}$$



Coeficiente base de gasto para flujos tipo 1, 2 y 3 en alcantarillas circulares con entradas cuadradas montadas a paño en pared vertical (*Bodhaine, 1976.*)



r/b o r/D

FIG N°15

$$R_1 = \frac{2.40}{2+2x1.2}\,0.545\text{ m}$$

k_1 = 53.3, para la sección del cauce

$$R_2 = \frac{0.9144}{4}\left(1-\frac{180\;x\;Sen266.4}{\pi\;x\;266.4}\right) = 0.28m$$

k_2 = 10.52

$$h_{f_{1-2}} = \frac{(1.5)^2\,(2.0)}{53.3\,x\,10.52} = 0.008m$$

$$h_{f_{2-3}} = \frac{Q^2\,L}{k_2\,k_3} \quad ; \quad k_3 = k_C = \frac{(0.352)\,(0.18)^{0.67}}{0.024} = 4.65$$

$$h_{f_{2-3}} = \frac{(1.5)^2\,(2.0)}{10.52\;x\;4.65} = 0.092m$$

$$Q = 0.89x0.54\,\sqrt{2x9.81\,(1.20+0.42+0.02-0.7-0.008-0.092)}$$

Q= 1.95 m^3/s

Si se desea aumentar el diámetro de la alcantarilla a 6 ft.:

Cálculo para D = 6 pies = 1.83m ; n = 0.023 (pág 377, French)

$$\frac{y_1}{D} = \frac{1.20m}{1.83m} = 0.66 < 1$$

$$y_C\;(Sistema\;\;Ingles) = \left[\frac{1.01}{6^{0.26}}\right]\left[\frac{52.8^2}{32.2}\right]^{0.25} = \frac{3.081}{1.593} = 1.93\,pies = 0.59m$$

$$0.02 \le \frac{y_C}{y_D} = \frac{0.59m}{1.83m} = 0.32 \le 0.85$$ (Fórmula aplicable para y_C, según Straub)

$$\frac{y_4}{y_C} = \frac{0.61\;m}{0.59\;m} = 1.03 > 1$$

$$\frac{y_4}{D} = \frac{0.61\;m}{1.83\;m} = 0.33 < 1$$

Con estas relaciones se determina que el flujo es tipo 3

$S_O.L = 0.42$ m

$$\frac{V_1^2}{2g} = 0.02$$

$h_3 = y_4 = 0.61$

$k_1 = 53.3$

$$k_2 = \frac{1.27x0.449^{0.67}}{0.023} = 32.29 \; ; \; h_{f1-2} = \frac{(1.5)^2\ (2)}{53.3x32.3} = 0.0026$$

$$h_{f_{2-3}} = \frac{Q^2\ L}{k_2\ .k_3}$$

$$k_3 = \frac{A_3\ R_3^{2/3}}{n_3}$$

A_3 para $y_3 = 0.61\text{m} < \frac{D}{2} \Rightarrow \theta = 2Arc\ .Cos\left(\frac{0.5D - y}{0.5D}\right)$

D = 1.83 m.

y = 0.61m

$$\theta = 2Arc.\cos\left(\frac{0.5x1.83 - 0.61}{0.5x1.83}\right) = 141.06°$$

$$\theta \ = \ 2.46 \text{ rad.}$$

$$A_3 = \frac{1}{8}(2.46 - Sen141.06°)1.83^2 = 0.77m^2$$

$$R_3 = \frac{183}{4}\left(1 - \frac{180xsen141.06°}{\pi\ x\ 141.06°}\right) = 0.34m$$

$n_3 = 0.023$ (Rugosidad de Manning, estimada)

$$k_3 = \frac{0.77\ x\ 0.34^{0.67}}{0.023} = 16.3$$

$$h_{f_{2-3}} = \frac{(1.5)^2\ (20)}{32.29x16.3} = 0.085m$$

Reemplazando:

$$Q = 0.95x0.77\sqrt{2x9.81\left(1.20 + 0.42 + 0.02 - 0.61 - 0.0026 - 0.085\right)}$$

Q= 3.145 $m^3.s^{-1}$

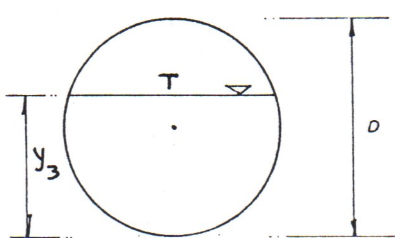
Está sobredimensionada porque el caudal hidrológico es de 1.5 $m^3.s^{-1}$

Ejemplo N° 4.EJEMPLO DISEÑO DE TRANSICIÓN

A la salida de la alcantarilla (del cañón) $Q = 1.50 m^3/s$; $D = 0.91$ m ; $y_3 = 0.70$
Inmediatamente aguas debajo de la salida del cañón se espera una profundidad de agua de 0.61m como máximo. Dimensionar una transición cuyo piso se asume horizontal.

El perfil longitudinal, tipos de suelo y niveles de agua hasta el dren natural, es una información necesaria para diseñar correctamente una transición.

Sección a la salida del cañón: sección (3)-(3)



$$T = 2\sqrt{y(D-y)} \Rightarrow T = 2\sqrt{0.70(0.91-0.70)} = 0.77\,m$$

F=1

Solución:

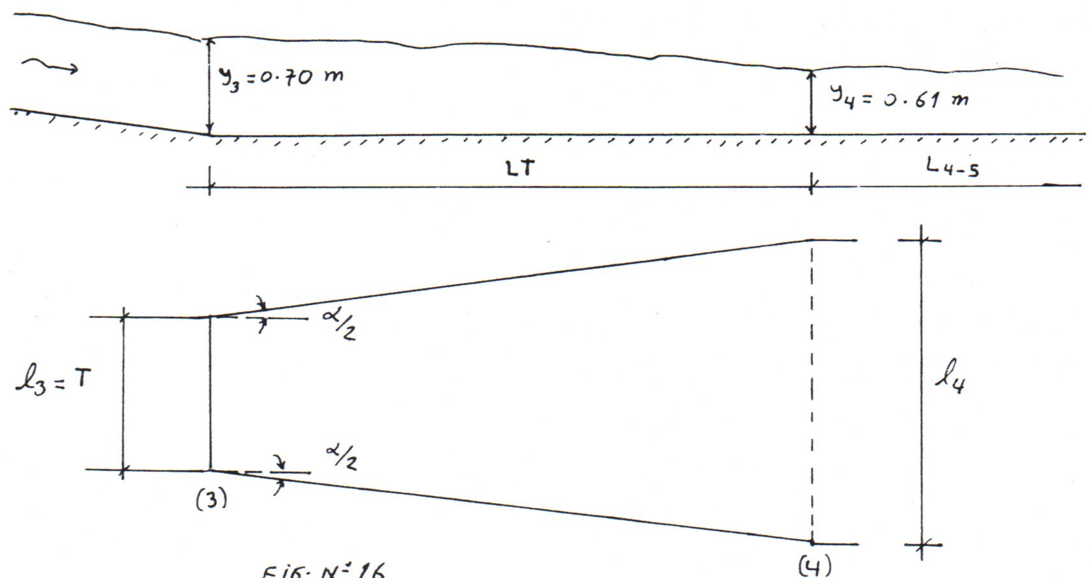
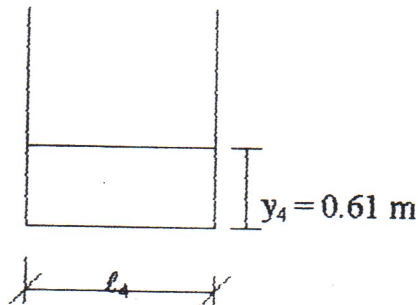


FIG. N° 16

Para diseñar esta obra de arte es conveniente que en la sección (4) – (4) el flujo sea subcrítico; es decir $F_4 < 1$

Sección (4) – (4)

$$F_4 = \frac{V_4}{\sqrt{g\ y_4}} \Rightarrow F_4 = \frac{\dfrac{1.50}{(0.61)(1.20)}}{\sqrt{(9.81)(0.61)}} = 0.84 < 1$$



Proponiendo $\ell_4 = 1.20$ m

Hallando el valor de $\alpha/2$: $Tang\ \frac{\alpha}{2} = \frac{1}{3\left(\frac{F_3 + F_4}{2}\right)}$; $\quad Tang\ \frac{\alpha}{2} = 0.362319$

$\alpha/2 = 19.92°$

Hallando la longitud de la transición:

$$L.T. = \frac{\ell_4 - \ell_3}{2\tan\frac{\alpha}{2}} \quad ; \quad L.T. = \frac{1.20 - 0.70}{(2)(0.362319)} = 0.69m$$

L.T = 0.70 m.

La sección (4) – (4) debe extenderse una distancia aguas abajo antes de incluir una obra de arte en desnivel. A criterio una longitud de 05 a 10 veces la profundidad crítica de la sección (4) – (4), con plantilla horizontal.

$$L_{4-5} = 5\left(\frac{Q^2/g}{\ell_4^2}\right)^{1/3} = 2.71m$$

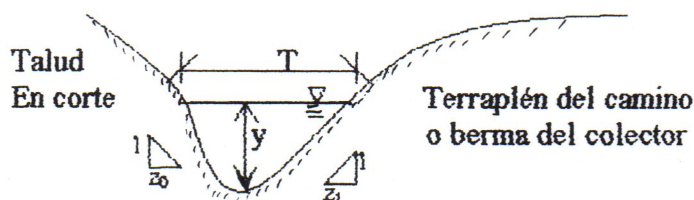
Lecturas sobre transiciones:

- De Pág 58 a pág 68 del libro HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS POR RICHARD H. FRENCH
- De Pág 452 a pág 466 del libro HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS POR RICHARD H. FRENCH
- De Pág 430 a pág 441 del libro HIDRÁULICA DE LOS CANALES ABIERTOS POR VEN TE CHOW
- De Pág 292 pág 300 del libro HIDRÁULICA DE LOS CANALES ABIERTOS POR VEN TE CHOW

1.6 HIDRÁULICA DE CUNETAS Y COLECTORES

Ordinariamente, la sección de las cunetas en carreteras tienen forma triangular, con la ventaja frente a otras de emplear taludes más estables y presentar mayor cortante, debido al flujo, en el fondo, la pendiente longitudinal varia de 0% a 7% y el flujo es normal para pendientes menores que 1.8%.

Sea la siguiente sección:



Sección (1)

FIG. N° 17

$$T = y\,(z_0 + z_1)$$

$$A = \frac{y^2}{2}(z_0 + z_1)$$

$$D = \frac{A}{T} = \frac{y}{2}$$

El tirante critico "y_C", se obtiene de la siguiente manera:

$$F = 1 = \frac{\frac{Q}{A}}{\sqrt{g.D.Cos(\frac{\theta}{\alpha})}}$$

$$1 = \frac{\dfrac{Q}{\frac{y^2}{2}(z_0 + z_1)}}{\sqrt{g\,\frac{y}{2}\,Cos(\frac{\theta}{\alpha})}}$$

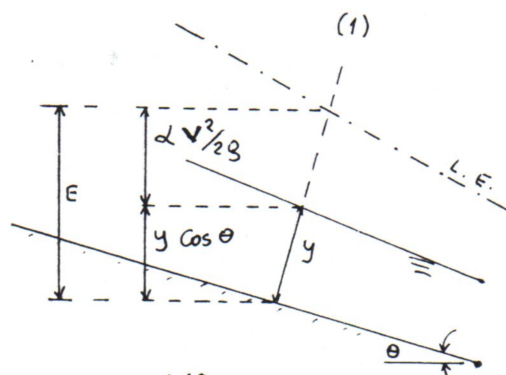


FIG. N° 18

Para flujo gradualmente variado se supone que $\alpha \approx 1$; $\cos\theta \approx 1$

Si $\alpha = 1$ (Turbulencia desarrollada)
Despejando "y", se obtiene:

$$y_C = \left[\frac{2\sqrt{2}\,Q}{(Z_0 + Z_1)\sqrt{g\,.\cos\theta}}\right]^{2/5}$$

Si y_C se desea en metros; Q estará en $m^3.S^{-1}$ y $g = 9.81\ m.\ S^{-2}$

$$y_c = \left[\frac{0.903\,Q}{(Z_0 + Z_1)\sqrt{\cos\theta}}\right]^{2/5}$$

El tirante normal se obtiene de la fórmula de Manning: $Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$; **es decir** .

Si $S \leq 0.018$; $\cos\theta \approx 1$

$R = \frac{A}{P}$, donde R es el radio hidráulico.

$$P = y\left(\sqrt{z_0^2 + 1} + \sqrt{z_1^2 + 1}\right)$$

$$A = \frac{y^2}{2}(z_0 + z_1)$$

$$R = \frac{y\,(z_0 + z_1)}{2\left(\sqrt{z_0^2 + 1} + \sqrt{z_1^2 + 1}\right)}$$

Reemplazando en la fórmula de Manning y despejando el tirante normal "y":

$$y = \left[\frac{2\,n\,Q}{[z_0 + z_1]\left[\frac{z_0 + z_1}{2\left(\sqrt{z_0^2 + 1} + \sqrt{z_1^2 + 1}\right)}\right]^{2/3}\left[S^{1/2}\right]}\right]^{3/8}$$

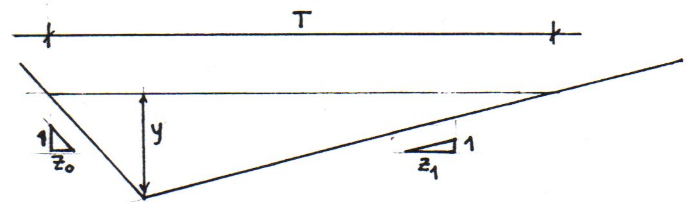
Si la pendiente longitudinal de la cuneta (S) es mayor que 1.8%, el flujo se trata como gradualmente variado. En este caso se aplicará cualquier método para hallar el eje hidráulico del flujo; mediante el cual se determina la profundidad y la velocidad en cualquier sección.

El tirante crítico, para cualquier pendiente longitudinal, de un canal, se obtiene según la expresión:

$$\frac{\frac{Q}{A}}{\sqrt{g.D.Cos\left(\frac{Q}{\alpha}\right)}} = F = 1$$, donde F es el número de Froude.

Si la sección es triangular, para flujo crítico se puede hallar la expresión del tirante:

$$A=\frac{T\,y}{2}\Rightarrow A=\frac{y^2\,(Z_0+Z_1)}{2}$$



$$D=\frac{A}{T}\Rightarrow\frac{\frac{T\,y}{2}}{T}=\frac{y}{2}$$

Reemplazando:

$$\frac{\dfrac{Q}{\frac{y^2}{2}(Z_0+Z_1)}}{\sqrt{g\cdot\frac{y}{2}\cdot\cos\left(\frac{\theta}{\alpha}\right)}}=1\qquad\Rightarrow\qquad Q=\frac{y^2}{2}(Z_0+Z_1)\sqrt{g\cdot\left(\frac{y}{2}\right)Cos\left(\frac{\theta}{\alpha}\right)}$$

$$\Rightarrow\quad\frac{\sqrt{2}\,.2\,Q}{(Z_0+Z_1)\left(\sqrt{g.Cos\,\frac{\theta}{\alpha}}\right)}=y^2\,.\,y^{1/2}$$

$$\Rightarrow\quad y_C^{5/2}=\frac{2\sqrt{2}\;Q}{(Z_0+Z_1)\;\sqrt{g.Cos\,\frac{\theta}{\alpha}}}$$

Si $\alpha\approx 1$ (turbulencia desarrollada),

$$\Rightarrow\quad y_C=\left[\frac{2\sqrt{2}\;Q}{(Z_0+Z_1)\;\sqrt{g.Cos\,\theta}}\right]^{2/5}$$

en el sistema métrico:

$$y_C=\left[\frac{0.903\;Q}{(Z_0+Z_1)\;\sqrt{Cos\,\theta}}\right]^{2/5}$$

1.6.1 CAÍDA DE UNA CUNETA

Ejemplo N° 5

- Pendiente aguas arriba = 1.25% (cuneta entrante)
- Pendiente aguas abajo = 1.25% (cuneta saliente)
- Gasto = 70 x10^{-3} $m^3.S^{-1}$
- Cuneta de sección triangular : $Z_0 = 1$; $Z_1 = 2$
- Altura de caída = 0.50 m.
- Material de construcción = concreto f'c = 140 kg/cm^2
- Cota al pie de la caída = 1750.30 m.

CÁLCULOS DEL DISEÑO:

1) El tirante crítico : (y_C)

Puesto que S < 1.8%; entonces cos θ ≈ 1

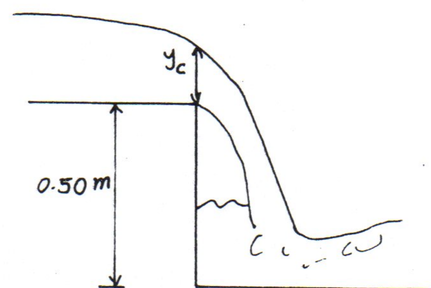


FIG. N° 20

$$y_C = \left[\frac{0.903\,Q}{[z_0 + z_1]\sqrt{\cos\theta}} \right]^{2/5}$$

$$y_C = \left[\frac{0.903 x 70 x 10^{-3}}{(1+2)} \right]^{2/5}$$

y_C = 0.21 m.

2) Nivel de energía en la sección (1) = E1

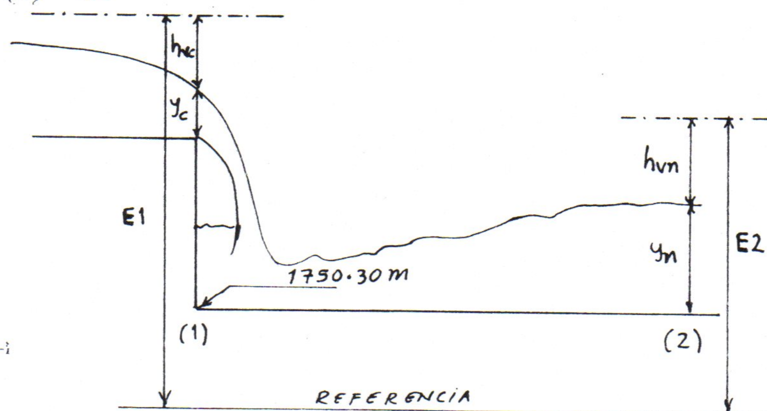


FIG. N° 21

$$h_{VC} = \frac{V_C^2}{2g}$$

$$V_C = \frac{Q}{\frac{y_C^2}{2}(Z_0 + Z_1)}$$

$$V_C = \frac{70 \times 10^{-3}}{\frac{(0.21)^2}{2}(1+2)} = 1.06 mS^{-1}$$

$$h_{VC} = \frac{(1.06)^2}{(2)(9.81)} = 0.057m$$

$E1 = 1750.30 + 0.50 + 0.21 + 0.057 = 1751.067$ m

3) Nivel de energía en la sección (2) = E2

h_{Vn} = carga cinética normal
y_n = tirante normal

$$y_n = \left[\frac{(2)\,(0.014)\,(70x10^{-3})}{(1+2)\left[\frac{1+2}{2\left(\sqrt{1+1}+\sqrt{4+1}\right)}\right]^{0.67}\left[0.0125\right]^{0.5}} \right]^{0.375}$$

$y_n = 0.182$ m.

$$V_n = \frac{Q}{\frac{y_n^2}{2}\left(z_0 + z_1\right)} \quad \Rightarrow \quad V_n = \frac{70x10^{-3}}{\frac{(0.182)^2}{2}(1+2)} = 1.41 \text{ m/s}$$

$$h_{Vn} = \frac{V_n^2}{2g} \quad \Rightarrow \quad h_{Vn} = \frac{(1.41)^2}{2x9.81} = 0.101 \text{ m}$$

$E2 = 1750.30 + 0.182 + 0.101 = 1750.583$ m.

4) Pérdida de energía entre las secciones (1) y (2)

$H = E_1 - E_2$
$H = 1751.067 - 1750.583 = 0.484$ m.

5) Energía en el salto, al pie de la caída.

Los tirantes d_1 y d_2 del salto hidráulico se determina haciendo uso de tabla N° A-1

$\frac{H}{d_c} = \frac{0.484}{0.21} = 2.3$ → con este valor se entra a la tabla N° A-1 y se obtiene:

$\frac{d_2}{d_1} = 6.640$; $\frac{d_1}{d_c} = 0.340 \Rightarrow d_1 = 0.340x0.21 = 0.071\,m$; $d_2 = 6.64 \times 0.071 = 0.471$m

Considerando que la sección es rectangular, en la zona del salto hidráulico.

$$V_1 = \frac{Q}{T_n \cdot d_1} = \frac{70x10^{-3}}{0.546x0.071} = 1.81 \text{ m/s}$$

$T_\alpha = y_\alpha (Z_0 + Z_1) = 0.182\ (1+2) = 0.546\text{m}$

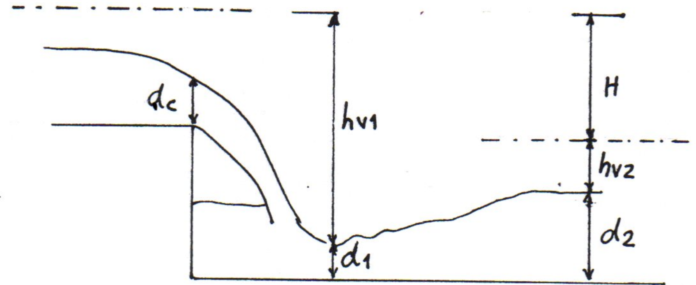


FIG. Nº 22

$$h_{V1} = \frac{(1.81)^2}{2x9.81} = 0.167\text{m}$$

$$V_2 = \frac{Q}{T_n \cdot d_2} = \frac{70x10^{-3}}{0.546x0.471} = 0.270 m/s$$

$$h_{V2} = \frac{(0.27)^2}{(2)(9.81)} = 0.004\text{ m}$$

6) Cota de fondo de la poza de tranquilización, de sección rectangular.

$CFP_1 = E_1 - (d_1 + h_{V1}) = 1751.067 - (0.071+0.167) = 1750.829$ m.
$CFP_2 = E_2 - (d_2 + h_{V2}) = 1750.583 - (0.471 + 0.004) = 1750.108$ m.

$$CFP = \frac{1751.829 + 1750.108}{2} = 1750.47 \text{ m.}$$

CFP= cota de fondo, promedio, de la poza de tranquilización.

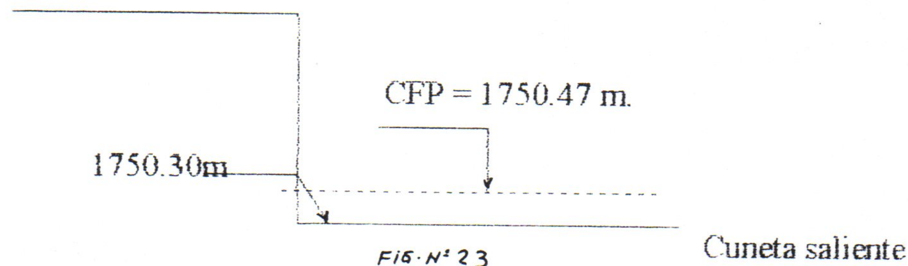


FIG. Nº 23

Puesto que CFP > cota de inicio de cuneta saliente (CICS), no se necesita una poza de tranquilización :

La sección de la cuneta es suficiente.

7) En caso de necesitar poza de tranquilización

Longitud de poza: $L_P = L_1 + L_2 + L_3$

$$L_1 = V_C \sqrt{\frac{2\left(\Delta Z + \frac{d_c}{2}\right)}{g}} \quad ;$$

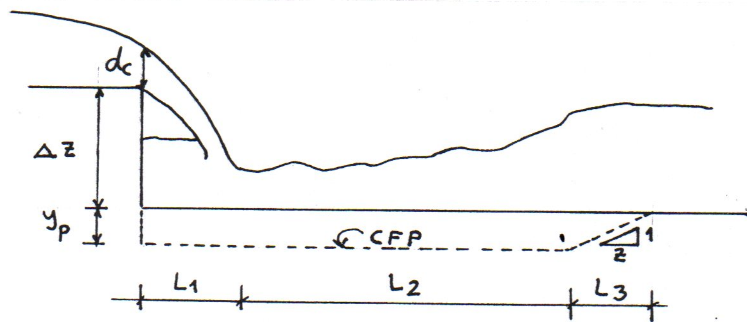


FIG. N°24

L_1 : Longitud de caída libre
L_2: Longitud del salto hidráulico
L_3: Longitud de recuperación

$L_2 = 5\,(d_2 - d_1)$

$L_3 = (y_P)\,(z)$

y_P = CICS – CFP >0

8) Espesor de la losa de la poza (C):

Este espesor es del fondo de la poza.

$$C = \frac{4}{3}\left[\frac{\left(d_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right)Salto - y_P}{(L_1 + L_2)\,Poza}\right]$$

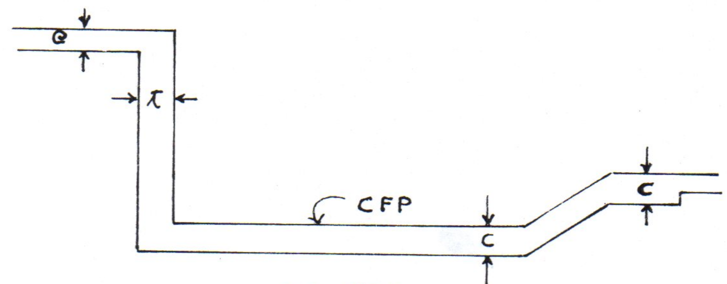


FIG. N°25

e= espesor del revestimiento de la cuneta.
t= espesor del muro de contención.

Ejemplo N° 6

Diseñar las cunetas y ubicar las caidas en un tramo de carretera, para la siguiente información:

Caudal del área tributaria = 0.52 $m^3.S^{-1}$ (Cálculo hidrológico)
Longitud de tramo de carretera a dremar = 1700 m.
Cota en la divisoria de aguas de la carretera = 3205.50 m.
Pendiente longitudinal del tramo de carretera = 4.5%
Ancho de carretera = 12.0m.

Plano de secciones de la carretera y plano en planta – perfil
Tipo de suelos en corte y en rellleno = arcillas compactas ó conglomeradas.
Revestimiento de las cunetas = concreto simple f'c = 140 kg/cm^2.

SOLUCION

B = 12 m
H = 0.40 m (ver fig. N°3)
T = (0.1) (12 m) = 1.2 m
Z_1 = 1.0
Z_2 = 3.5
y ≤ (0.7) (0.40) = 0.28 m

La capacidad de la cuneta (Q), suponiendo flujo normal, según la ecuación de Manning,para n = 0.015 y S = 0.045, resulta:
Q = 0.621 m^3.S^{-1} ; Velocidad media = 3.52 m.S^{-1}
Comparando: Q > Qh = 0.52m^3.S^{-1} ; V > $V_{Permisible}$ = 3.0 m.S^{-1}

Una primera epreciación consiste en que la velocidad media es 3.52 m/s, mayor que la velocidad permisible para el tipo de revestimiento; entonces se colocarán caidas cada cierto tramo, puesto que con una pendiente S= 4.5%, el flujo resulta gradualmente variado, produciéndose altas velocidades a mayores distancias. La primera caida se colocaría en la sección donde ocurre la velocidad permisible. Esto genera colocar varias caidas. Una segunda idea consiste en reducir la velocidad media en la cuneta, asignando la pendiente de 1% (mínimo), para un caudal equivalente al hidrológico (Qh), con los cuales se vuelve a calcular el tirante normal y la velocidad media según la ecuación de Manning, resultando: V= 1.9 m/s, y = 0.35 m/s. En estas circunstancias, la pendiente de 1% garantiza la aplicación de los principios del flujo normal. Al trazar la cuneta con pendiente de 1%, menor que la inicial, se presenta un problema geométrico que obliga a colocar, necesariamente, caidas para evitar la intersección entre la cuneta y la superficie de la carretera (ver fig N° 26). El cálculo se traduce, entonces, en hallar cada qué distancia se colocarán las caidas hasta cubrir toda la longitud a drenar.

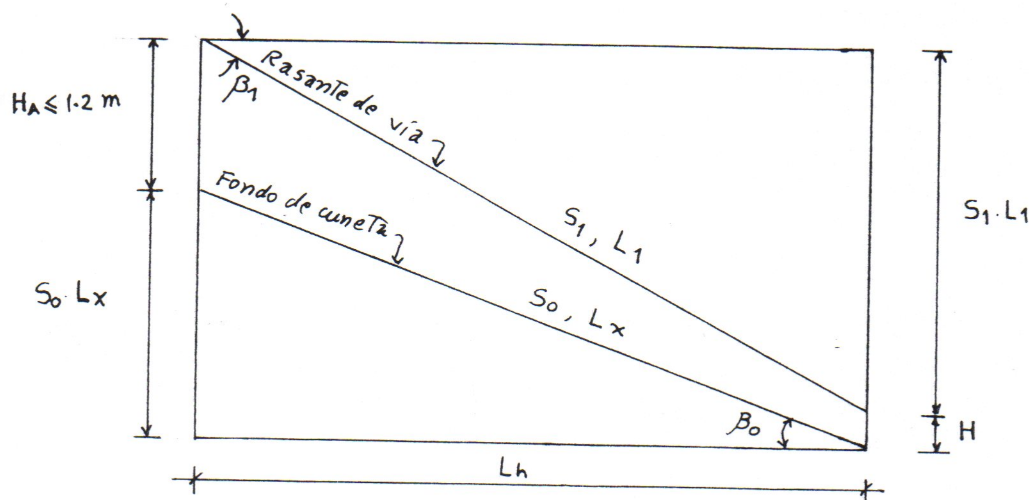


FIG. N° 26 UBICACIÓN DE UNA CAÍDA

El caso que se ilustra a continuación es para cuando la pendiente de la carretera (S_1) es mayor que la pendiente de la cuneta (S_o), tal como se ilustra en la fig. N° 26.

$L_h = L_1 \ \mathrm{Cos}\ \theta_1$

$L_h = L_x \ \mathrm{Cos}\ \theta_0$

Igualando y despejando L_1 : $L_1 = \dfrac{L_x \mathrm{Cos}\,\theta_0}{\mathrm{Cos}\,\theta_1} = L_{1A}$

De la figura también se obtiene que : $L_1 = \dfrac{H_A + S_0 L_x - H}{S_1} = L_{1B}$

Durante el cálculo de L_x, por tanteos, debe cumplirse que $L_1 = L_{1A} = L_{1B}$

Para el ejemplo, se tiene la siguiente información:

$S_1 = 0.045$

$S_0 = 0.01$

$H_A = 1.20$ m

$H = 0.40$ m

$\theta_0 = 0.573°$

$\theta_1 = 2.58°$

Para $L_x = 22.8$ m, se obtienen : $L_{1A} = 22.82$m y $L_{1B} = 22.84$ m

Luego, cada L_x = 22.80m se colocará una caída de 0.80m (que sumado con H = 0.40m es igual a H_A =1.20m) hasta cubrir la longitud de 1700 m. Si se desea reducir el número de caídas se aumentará el valor de L_x, aumentando la pendiente de la cuneta hasta alcanzar la velocidad permisible; en este caso hasta una velocidad de 3.0 m/s. Algunos diseñadores consideran que es posible tomar velocidades máximas equivalentes al doble de la permisible con la justificación de que el evento hidrológico de diseño no ocurre en cada instante, sino cada cierto número de años y en el caso de utilizar pendientes superiores a 1.8%, se deberá chequear la velocidad con la teoría del flujo gradualmente variado.

Un problema en el cual la pendiente de la carretera es casi horizontal, se resuelve con cunetas cuya pendiente debe garantizar un buen drenaje y descargar luego a los aliviaderos que entregarán el agua a los colectores (ver fig. N°2 y fig.N°6).

Si S > 1.8 se sugiere emplear el método directo por pasos:

PROGRESIVA.	y.	A.	R.	$R^{4/3}$.	V.	$V^2/2g$.	E.	ΔE.	SF.	$\bar{S}_F$.	S_0.	$S_0 - \bar{S}_F$.	ΔX.	X
	y_n													
	$<y_n$													

	-------													L_x

donde:

y_n = tirante normal

$$S_f = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}}; \qquad \Delta X = \frac{\Delta E}{S_0 - \bar{S}_F}$$

$$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

Ejemplo N° 7

DISEÑO DE CUNETAS

CONSIDERACIONES GENERALES

- Caso de diseño para flujo gradualmente variado cuando la pendiente es mayor de 1.8% (en este caso, la carretera también tiene pendientes mayores a 1.8%)
- Las cunetas con pendientes menores que 1.8% se diseñan para flujo normal.
- La velocidad máxima en la cuneta será 3 m/s. (para concreto simple).
- La velocidad mínima en la cuneta será 1 m/s.
- La capacidad de la cuneta siempre será mayor que la capacidad o caudal de escorrentía .
- La capacidad de la cuneta se verifica con la ecuación de Manning.

INFORMACION:

Caudales de escorrentía hidrológicos entre progresivas: En este caso se tiene dos tramos de carretera cuyos caudales drenan en el km 2 y el km 3 y son:

Km 00 al km 2+36 = 0.460 m^3/seg. $\Rightarrow$ Q_1
Km 2+36 al km 4+ 00 = 0.39 m^3/seg. $\Rightarrow$ Q2

Planos de la carretera.

DATOS DEL TRAMO: km 00 al km 2+36

Pendiente de subrasante	:	3.65%
Qh (Hidrológico)	:	0.46 m^3/s
n	:	0.015 (cuneta revestida)
Z_1	:	2
Z_0	:	1 (por estabilidad de taludes)

PREDIMENSIONAMIENTO DE CUNETA

Como la pendiente de la subrasante es mayor de 1.8% se diseñará la cuneta como flujo gradualmente variado.
H = 0.5 m
Y = 0.5 x 0.7 = 0.35m

CHEQUEO DE LA CAPACIDAD DE LA CUNETA (POR MANNING)

$$Q = \frac{A \quad R^{2/3} \quad S^{1/2}}{n}$$, **S : pendiente de la cuneta 2.0% ,asumido**

Adoptando un tirante y = 0.4 m

$$A = \frac{y^2(Z_0 + Z_1)}{2} = \frac{(0.4)^2(2+1}{2} = 0.24m^2$$

$$R = \frac{(Z_0 + Z_1)y}{2\left(\sqrt{1+Z_0^2} + \sqrt{1+Z_1^2}\right)} \qquad R = \frac{3\,x\,0.4}{2\,x\left(\sqrt{5}+\sqrt{2}\right)} = 0.16m$$

$\therefore$ Q = 4.7156 $S^{1/2}$

Para: S = 2%

$\Rightarrow$ Q = 4.7156 $(0.02)^{1/2}$
Q = 0.67 m^3/s

$\therefore$ La cuneta es capaz de soportar todo el caudal de escorrentía

Pero la capacidad de la cuneta hallada por Manning no debe exceder más del 20% del caudal de escorrentía, porque de esta forma se estaría sobredimensionando.

En este caso:

0.67 m^3/s> 0.46 67 m^3/s (en más del 20%)

$\therefore$ se usará un tirante menor.

Tirante modificado : y = 0.35 m
A = $(0.35)^2$ 1.5 = 0.1838 m^2

$$R = \frac{3\,x\,0.35}{2\,x\,\sqrt{5}+\sqrt{2}} = 0.1438m$$

$$Q = 3.363 \quad S^{1/2}$$

Para S = 0.02 $\Rightarrow$ Q = 0.475 m^3/seg

$\therefore$ la cuneta es capaz de soportar todo el caudal hidrológico y no es más del 20%

Datos para calcular el eje hidráulico:

- $y = 0.35$ m
- $Z_0 = 1$
- $Z_1 = 2$
- $S_0 = 0.02$
- $n = 0.015$
- $Q = 0.46\ m^3/s$
- $\Delta y = 0.001$m

TABLA Nº 6.DETERMINACIÓN DEL PERFIL DEL FLUJO PARA CHEQUEAR VELOCIDADES EN LA CUNETA

Y (m)	A (m^2)	R (m)	$R^{4/3}$	V ($m.s^{-1}$)	E (m)	ΔE (m)	S_F	$\overline{S}_F$	$S_0 - \overline{S}_F$	Δx (m)	X (m)
0.350	0.18375	0.14382	0.075	2.50340	0.66942	--------	$1.8712x10^{-2}$	--------	--------	--------	--------
0.349	0.18270	0.14341	0.075	2.51776	0.67209	$-2.671x10^{-3}$	$1.9000x10^{-2}$	$1.8856x10^{-2}$	--------	--------	--------
0.348	0.18166	0.14300	0.075	2.53226	0.67483	$-2.740x10^{-3}$	$1.9290x10^{-2}$	$1.9146x10^{-2}$	--------	--------	--------
0.347	0.18061	0.14259	0.074	2.54687	0.67761	$-2.780x10^{-3}$	$1.9720x10^{-2}$	$1.9505x10^{-2}$	--------	--------	--------
0.346	0.17957	0.14218	0.074	2.56162	0.68044	$-2.830x10^{-3}$	$1.9950x10^{-2}$	$1.9740x10^{-2}$	--------	--------	--------
0.345	0.17854	0.14177	0.074	2.57650	0.68330	$-2.860x10^{-3}$	$2.0180x10^{-2}$	$2.0050x10^{-2}$	$-0.005x10^{-2}$	57.5101	57.510
0.344	0.17750	0.14136	0.074	2.59140	0.68629	$-2.990x10^{-3}$	$2.0420x10^{-2}$	$2.0360x10^{-2}$	$-0.036x10^{-2}$	8.13700	65.650
0.343	0.17647	0.14094	0.073	2.60660	0.68990	$-3.610x10^{-3}$	$2.0940x10^{-2}$	$2.0680x10^{-2}$	$-0.068x10^{-2}$	4.41970	70.070
0.342	0.17544	0.14054	0.073	2.62180	0.69230	$-2.400x10^{-3}$	$2.1190x10^{-2}$	$2.1000x10^{-2}$	$-0.100x10^{-2}$	3.03300	73.100
0.341	0.17440	0.14013	0.073	2.63730	0.69550	$-3.200x10^{-3}$	$2.1440x10^{-2}$	$2.1300x10^{-2}$	$-0.130x10^{-2}$	2.34000	75.440
0.340	0.17340	0.13971	0.072	2.65280	0.69868	$-3.180x10^{-3}$	$2.1990x10^{-2}$	$2.1770x10^{-2}$	$-0.177x10^{-2}$	1.91000	77.350
0.339	0.17230	0.13930	0.072	2.66840	0.70190	$-3.220x10^{-3}$	$2.2100x10^{-2}$	$2.2000x10^{-2}$	$-0.200x10^{-2}$	1.61000	78.960
0.338	0.17366	0.13889	0.072	2.68430	0.70530	$-3.400x10^{-3}$	$2.2300x10^{-2}$	$2.2300x10^{-2}$	$-0.230x10^{-2}$	1.40000	80.360
0.337	0.17035	0.13848	0.072	2.70000	0.70863	$-3.330x10^{-3}$	$2.2800x10^{-2}$	$2.2700x10^{-2}$	$-0.270x10^{-2}$	1.24000	81.600
0.336	0.16930	0.13807	0.071	2.71630	0.71210	$-3.470x10^{-3}$	$2.3380x10^{-2}$	$2.3090x10^{-2}$	$-0.309x10^{-2}$	1.42000	83.020
0.335	0.16833	0.13766	0.071	2.73300	0.71590	$-3.800x10^{-3}$	$2.3670x10^{-2}$	$2.3530x10^{-2}$	$-0.353x10^{-2}$	1.02000	84.040
0.334	0.16730	0.13720	0.071	2.74890	0.71920	$-3.300x10^{-3}$	$2.4000x10^{-2}$	$2.3827x10^{-2}$	$-0.383x10^{-2}$	0.94000	84.980
0.333	0.16630	0.13680	0.070	2.76550	0.72280	$-3.600x10^{-3}$	$2.4400x10^{-2}$	$2.4200x10^{-2}$	$-0.420x10^{-2}$	0.87000	85.850
0.332	0.16530	0.13640	0.070	2.78220	0.72680	$-4.000x10^{-3}$	$2.4800x10^{-2}$	$2.4600x10^{-2}$	$-0.460x10^{-2}$	0.80000	86.650
0.331	0.16430	0.13600	0.070	2.79900	0.73030	$-3.500x10^{-3}$	$2.5200x10^{-2}$	$2.4990x10^{-2}$	$-0.499x10^{-2}$	0.76000	87.410
0.330	0.16330	0.13560	0.070	2.81604	0.73410	$-3.800x10^{-3}$	$2.5600x10^{-2}$	$2.5400x10^{-2}$	$-0.540x10^{-2}$	0.71000	88.120
0.329	0.16230	0.13510	0.070	2.83318	0.73810	$-4.000x10^{-3}$	$2.6000x10^{-2}$	$2.5800x10^{-2}$	$-0.580x10^{-2}$	0.67000	88.790
0.328	0.16137	0.13478	0.070	2.85050	0.74210	$-4.000x10^{-3}$	$2.6400x10^{-2}$	$2.6200x10^{-2}$	$-0.620x10^{-2}$	0.64000	89.430
0.327	0.16039	0.13437	0.069	2.86790	0.74620	$-4.100x10^{-3}$	$2.6800x10^{-2}$	$2.6670x10^{-2}$	$-0.667x10^{-2}$	0.61300	90.040
0.326	0.15941	0.13396	0.069	2.88556	0.75038	$-4.180x10^{-3}$	$2.7300x10^{-2}$	$2.7100x10^{-2}$	$-0.710x10^{-2}$	0.58600	90.630
0.325	0.15844	0.13350	0.068	2.90330	0.75460	$-4.220x10^{-3}$	$2.7480x10^{-2}$	$2.7600x10^{-2}$	$-0.760x10^{-2}$	0.56200	91.190
0.324	0.15746	0.13310	0.068	2.92130	0.75896	$-4.360x10^{-3}$	$2.8200x10^{-2}$	$2.7840x10^{-2}$	$-0.784x10^{-2}$	0.54000	91.730
0.323	0.15649	0.13273	0.068	2.93900	0.76337	$-4.410x10^{-3}$	$2.8700x10^{-2}$	$2.8500x10^{-2}$	$-0.850x10^{-2}$	0.52000	92.250
0.322	0.15553	0.13230	0.067	2.95780	0.76780	$-4.430x10^{-3}$	$2.9100x10^{-2}$	$2.8900x10^{-2}$	$-0.890x10^{-2}$	0.50000	92.750
0.321	0.15456	0.13210	0.067	2.97620	0.77200	$-4.200x10^{-3}$	$2.9680x10^{-2}$	$2.9390x10^{-2}$	$-0.939x10^{-2}$	0.48550	93.240
0.320	0.15360	0.13140	0.067	2.99470	0.77700	$-5.000x10^{-3}$	$3.0170x10^{-2}$	$2.9900x10^{-2}$	$-0.990x10^{-2}$	0.47000	93.710
0.319	0.15260	0.13106	0.067	*3.01350	0.78180	$-4.800x10^{-3}$	$3.0700x10^{-2}$	$3.0400x10^{-2}$	$-1.040x10^{-2}$	0.40000	94.110
0.318	0.15160	0.13067	0.066	3.03000	0.78670	$-4.900x10^{-3}$	$3.1200x10^{-2}$	$3.0940x10^{-2}$	$-1.094x10^{-2}$	0.44000	94.550

(*): velocidad permisible para revestimiento de concreto simple.

En la tabla Nº6, no aparecen los cuatro primeros valores de Δx por ser negativos.

Para el cálculo del perfil del flujo se aplicó el método directo en etapas (ver: Hidráulica de los Canales Abiertos por Ven Te Chow, pag Nº248).

Donde:

$A = y^2 (Z_0 + Z_1)/2$ $\quad V = Q/A$ $\quad E = y + V^2/2g$

$$R = \frac{y(Z_0 + Z_1)}{2(\sqrt{1+Z_0^2} + \sqrt{1+Z_1^2})} \qquad \Delta x = \frac{\Delta E}{S_0 - \bar{S}_F} \qquad S_F = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}}$$

Como se puede observar en la tabla N°6, la velocidad cumple para un tramo de hasta 94.11 m, pero esta distancia llevada al plano del perfil, con la pendiente de 2%, corta a la subrasante; razón por lo cual se incluirá una caída para profundizar la cuneta a la distancia L_x e iniciar un nuevo tramo (ver fig N° 27).La altura máxima que debe existir entre la subrasante y el fondo de la caída será 1.20m.(ver fig .N° 26).

En este caso, se trazará la cuneta hasta lograr un desnivel, aguas abajo, entre la subrasante de la carretera y la solera de la cuneta, 0.40m..

De acuerdo con la figura N° 26 :

$S_1 = 0.0365$

$S_0 = 0.02$

$H_A = 0.50$ m

$H = 0.40$ m

β_0 = Arc. Tan S_0 = 1.146°

β_1 = Arc. Tan S_1 = 2.090°

$L_{1A} = L_x(1.00047)$

$L_{1B} = (0.50 - 0.40 + 0.02\ L_x)/0.0365$

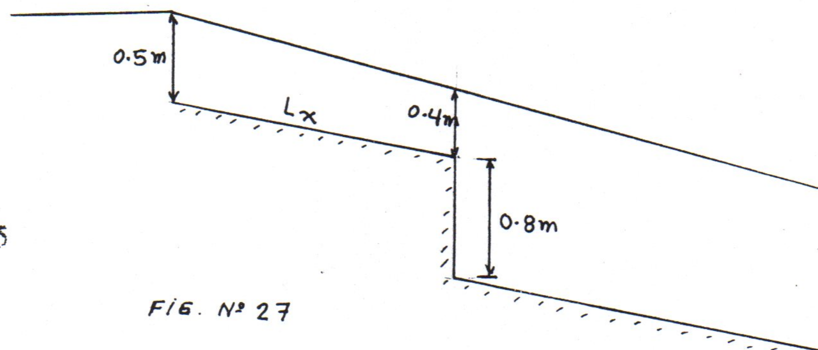


FIG. N° 27

Por tanteos, para L_x = 6.10 m, se obtiene: $L_{1A} = L_{1B}$ = 6.10 m. Es decir, el primer tramo tendrá una longitud de 6.10 m al final del cual se ubicará una caída de 0.80 m.

Para los siguientes tramos:

$L_{1A} = L_x(1.00047)$

$L_{1B} = (1.20 - 0.40 + 0.02\ L_x)/0.0365$

Por tanteos, para L_x = 48.48 m, se obtiene: $L_{1A} = L_{1B}$ = 48.5 m. Es decir, el segundo tramo tendrá una longitud de 48. 48 m al final del cual se ubicará una caída de 0.80m. Los siguientes tramos y caídas tendrán dimensiones similares a la del segundo tramo.

Para un conservador, seguramente esta solución resulta antieconómica debido a la cantidad de caídas a colocar a lo largo de la cuneta; sin embargo, haciendo un balance entre lo antieconómico y un impacto positivo de la carretera en zonas lluviosas con laderas erosionables,más su durabilidad, se puede adoptar cunetas con pendientes tal que la velocidad del flujo sea como máximo el doble de la permisible (en este caso de 6.0 m.s^{-1}) entonces se colocarán caídas a mayores distancias L_x .

DISEÑO DE LA CAIDA EN LA CUNETA:

Datos :

$S_{aguas\ arriba}$ = 2% = 0.02

$S_{aguas\ abajo}$ = 2% = 0.02

Q = 0.46 m^3/seg

Sección triangular.

$Z_0 = 1.0$, $Z_1 = 2$

Concreto : f'c = 140 kg/cm^2

Considerando una caída de 0.90m igual a la suma del desnivel de 0.80m con la sobre elevación 0.10m, debido a la rampa en contra pendiente (1:10) para producir la profundidad crítica al borde de la caída (ver fig. Nº 28) y sabiendo que la cota en el fondo de la caída es 2794.62 m.s.n.m., se realizan los siguientes cálculos :.

1. **CALCULO DEL TIRANTE CRITICO Y DEL TIRANTE NORMAL (canales prismáticos triangulares).**

$$y_C = \left(\frac{0.903\,Q}{(Z_0 + Z_1)\sqrt{\cos\theta}} \right)^{2/5}$$

$$\Rightarrow y_C = \left(\frac{0.903x0.46}{3\sqrt{0.9980}} \right)^{2/5} \quad ; \quad y_C = 0.45 \text{ m.}$$

$$y_n = \left[\frac{2x0.015x0.46}{(1+2)\left[\frac{(1+2)}{2\left(\sqrt{2}+\sqrt{5}\right)}\right]^{0.67} 0.02^{0.5}} \right]^{0.375}$$

y_n = 0.35 m.

2. **CÁLCULO DE LAS ENERGIAS.**

En la sección (1).

$$V_C = \frac{Q}{A_c}$$

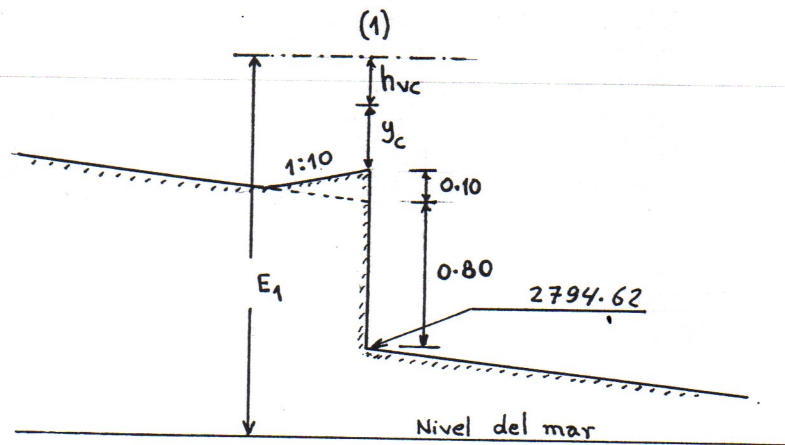


FIG. N° 28

$$V_C = \frac{0.46\, m^3/s}{0.45^2\ (3/2) m^2}$$

$V_C = 1.51$ m/s

$$h_{VC} = \frac{(1.51)^2}{19.62} = 0.12m$$

$h_{VC} = 0.12\, m.$

$E_1 = 2794.62 + 0.80 + 0.10 + 0.45 + 0.12 = 2796.09$ m.

En la sección (2).

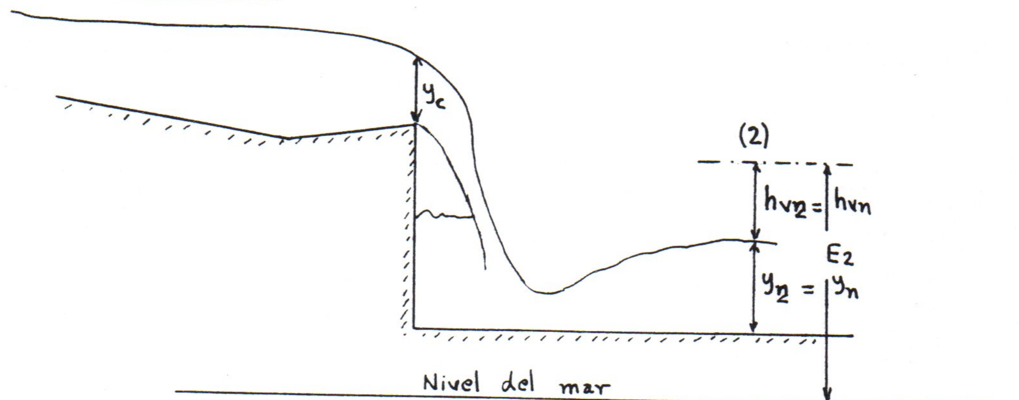


FIG. N° 29

$$V_n = \frac{0.46}{0.35^2\ (1+2)/2}$$

Vn = 2.5 m/s.

$$h_{Vn} = \frac{2.5^2}{19.62} \qquad h_{Vn} = 0.32 \text{ m.}$$

E2 = 2794.62 +0.35 + 0.32 = 2795.29 m.

3.DESNIVEL DE ENERGÍA

$H = E_1 - E_2$
$H = 2796.09 - 2795.29$
$H = 0.80$ m.

Nótese que en la sección (2) de la figura N° 29 se supone que el flujo es normal; pero esto debe ser compatible con la sección (2) de la figura N°30, tomando en cuenta la pérdida de energía H.

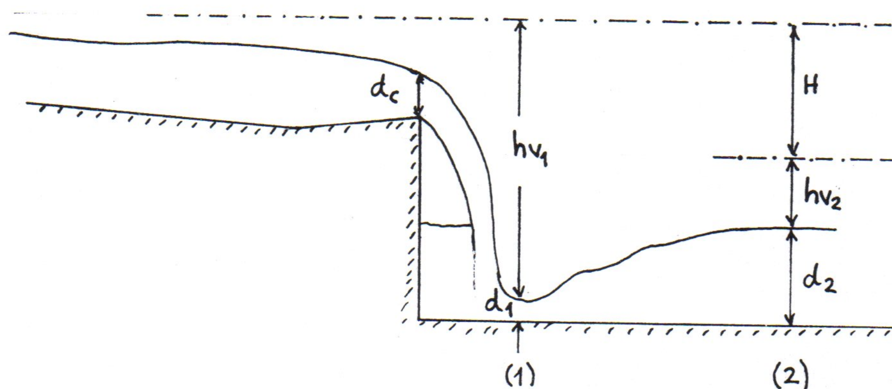


FIG. N° 30

4.CALCULO DE d_1 y d_2 POR TABLAS

Se considera que la poza disipadora de nergía es de sección rectangular y horizontal, donde ocurre el salto hidráulico.

$d_C = y_C = 0.45$m

$$\frac{H}{d_C} = \frac{0.80}{0.45} = 1.78$$

$$\frac{H}{d_C} = 1.8$$ (Relación para entrar a la tabla A-1 del Anexo de este libro)

De la tabla A-1:
$d_1/dc = 0.368$ $\qquad$ $d_1 = 0.368\ d_C$ $\qquad$ $d_1 = 0.368\text{x}0.45$
$d_1 = 0.17$m

$$\frac{d_2}{d_1} = 5.86 \quad ; \quad d_2 = 5.86 d_1 \quad ; \quad d_2 = 5.86 \times 0.17$$

$d_2 = 1.00m$

5. CÁLCULO DEL ESPEJO DE AGUA NORMAL (para el tirante normal)

$T = y\,(Z_0+Z_1)$
$T = 0.35\,(1+2)$
$T = 1.05$ m.

La poza disipadora tendrá un ancho de 1.05 m, igual al espejo de agua de la cuneta de salida.

6. CÁLCULO DE LAS CARGAS CINETICAS : h_{V1} y h_{V2}

$$h_{V1} = \frac{V_1^2}{2g}$$

$$V_1 = \frac{0.46}{1.05 x\, 0.18} \quad ; \quad V_1 = 2.60 m/s$$

$$h_{V1} = \frac{(2.60)^2}{19.62} \quad ; h_{V1} = 0.34 m.$$

$$h_{V2} = \frac{V_2^2}{2g} \quad ; \quad V_2 = \frac{Q}{A} \quad ; \quad V_2 = \frac{Q}{Td_2}$$

$$V_2 = \frac{0.46}{1.05 x\, 1.00} \quad ; \quad V_1 = 0.44 m/s$$

$hV_2 = 0.01$ m.

7. COTA DE FONDO DE LA POZA DE TRANQUILIZACIÓN: (CFP)

$CFP_1 = E_1 - (d_1 + h_{V1})$
CFP_1: cota de fondo en la sección (1)
$CFP_1 = 2796.09 - (0.17+0.34) = 2795.58$ m.
$CFP_2 = E_2 - (d_2 + h_{V2})$
CFP_2: cota de fondo en la sección (2)
$CFP_2 = 2795.29 - (1.00 + 0.01) = 2794.28$ m.

$$CFpromedio = \frac{2795.58 + 2794.38}{2} = 2794.93m.$$

Como la cota de fondo promedio es mayor que la cota de fondo de la caída no se necesita profundizar la poza tranquilizadora; es decir el fondo de la poza estará a 2794.93 m.s.n.m..

CFP = 2794.93m

8. LONGITUD DE LA POZA

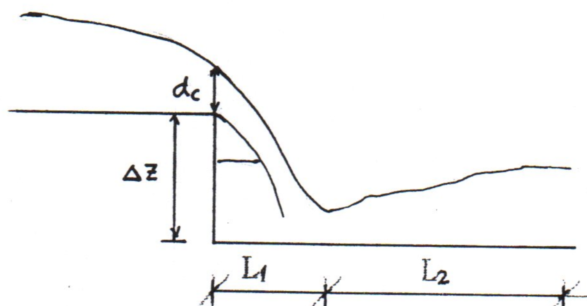


FIG. N° 31

$$L_1 = V_c \sqrt{2\,(\Delta Z + d_c/2)/g}$$

L_1 = Longitud de caída libre.

$$L_1 = 1.51\sqrt{2\,(0.9 + 0.45/2)/9.81}$$

L_1 = 0.72 m.

$L_2 = 5\,(d_2 - d_1)$

L_2 = Longitud del salto hidráulico

$L_2 = 5\,(1.00 - 0.17)$

L_2 = 4.15 m.

$\Rightarrow$ L = $L_1 + L_2$ = (0.72 + 4.15) m.

L = 4.87 m.

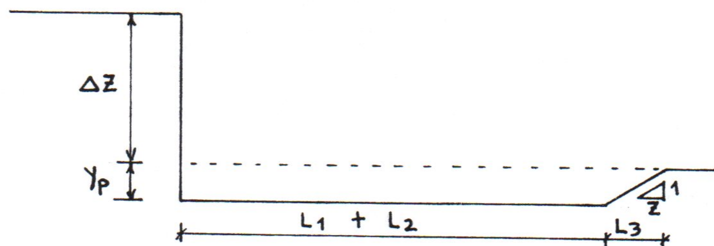


FIG. N° 32

Cuando la poza se profundiza según cálculos de CFP, equivale a la profundidad Y_p de la figura N° 32; en estas circunstancias es necesario incluir un desnivel en talud con una longitud L_3, denominada longitud de recuperación. Entonces en este caso la longitud de la poza estará dada por la expresión:

$L = L_1 + L_2 + L_3$, donde $L_3 = Y_p\,Z$

9. ESPESOR DE LA LOSA

El fondo de la poza debe ser de material no erosionable; su espesor, de concreto simple, puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$e = \left(\frac{4}{3}\right)\left[\frac{\left(d_1 + \frac{v_1^2}{2g}\right)_{SALTO} - Y_p}{(L_1 + L_2)_{POZA}}\right]$$

Reemplazando:

$$e = \left(\frac{4}{3}\right)\left[\frac{(0.17+0.34)-0}{4.87}\right]$$

$e = 0.14m$

1.7 CARACTERÍSTICAS Y ASPECTOS DE CONSTRUCCIÓN DE ALCANTARILLAS

Las tuberías ARMCO tipo Minimultiplate están formadas por planchas de acero corrugadas, galvanizadas y asfaltadas unidas con pernos. Este tipo de tubería introduce un nuevo PRODUCTO DE MAYOR RESISTENCIA ESTRUCTURAL Y HERMETICIDAD, que la tradicional solución de la tubería encajable.

Todas las dimensiones son métricas y se fabrican en los siguientes diámetros: 0.90m., 1.20, 1.80 y 2.0 m., con espesores de plancha de: 1.5mm., 2.0, 2.5, 3.0 y 4.0mm y longitudes múltiples de 0.81m., los pernos son de 12.7 mm de diámetro.

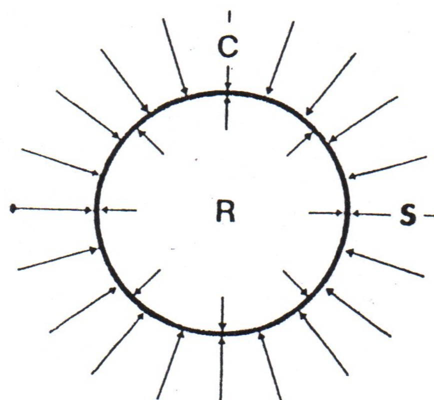
Las costuras empernadas de las estructuras mini múltiples proveen mayor capacidad estructural y forman una tubería casi hermética, facilitando el ensamble y ejecución del relleno lateral compactado.

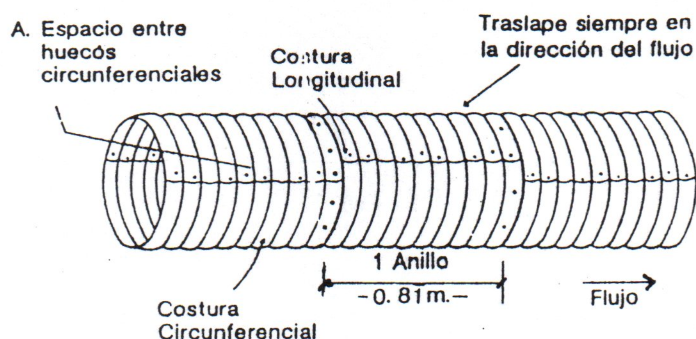
Además del uso como drenaje en carreteras, vías férreas y aeropuertos , Minimultiplate es una estructura versátil usándosele para la agro industria como: reservorios para agua, bebederos para ganado, silos para almacenamiento de grano y forraje, etc.

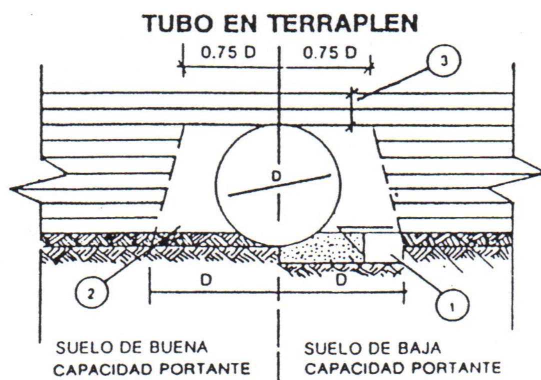
VENTAJAS.

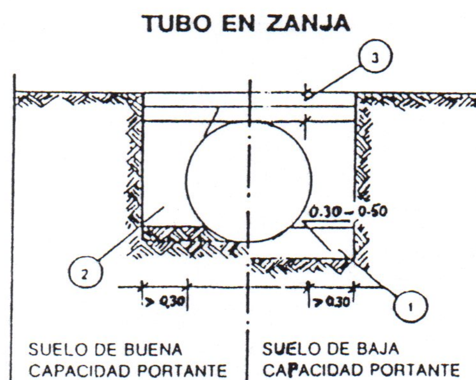
- Economía en el transporte por su acarreo en livianas secciones de círculo.
- Fácil manipuleo por personal no especializado.
- No requiere cimentación .
- Rapidez de instalación y puesta en uso.
- Gran resistencia y capacidad para absorber sobrecargas, vibraciones y asentamientos diferenciales.
- Durabilidad probada.
- Su instalación es ajena a condiciones climáticas.

El tubo flexible distribuye la carga uniformemente por toda su circunferencia. La tierra resiste la flexión proporcionando el soporte lateral, de modo que la resistencia propia (R), combinada con el soporte lateral (S) es igual a la carga (C), (viva y muerta).









1. Base o cama de asiento del tubo:

	Espesor m
– Buena capacidad portante:	0.00
– Rocoso o baja capacidad portante:	0.30
– Capacidad portante muy baja:	0.50
– Casos especiales consultar ARMCO	0.50

2. Relleno adyacente al tubo:
   – Material seleccionado de acuerdo con las exigencias para terraplenes, compactado al 85% mínimo, densidad según el proctor Standard modificado.
3. Recubrimiento:
   – Espesor según tablas de diseño de espesores.

1. Base o cama de asiento del tubo:
   – Espesores análogos al caso anterior.
2. Relleno adyacente al tubo:
   – Material seleccionado de acuerdo con las exigencias para terraplenes, compactado a 85% mínimo, densidad según el PROCTOR Standard modificado.
3. Recubrimiento:
   – Espesor según las tablas de diseño de espesores.

FIG. Nº 33

Las tuberías de acero corrugado requieren de una base o cama que permita una distribución uniforme de las cargas. Las rocas grandes o terrenos rocosos debe sustituirse con arena.

El ensamblaje de las tuberías no requiere de mano de obra especializada. El traslape debe hacerse en forma transversal . Las tuberías de diámetros comprendidos entre 0.90 m y 2.0m. están formadas por 2 a 4 planchas por cada anillo. El peso y el número reducido de juntas implican reducción de tiempo y costos de armado.

El material de relleno debe ser preferentemente material granular bien drenado, libre de terrones mayores de 75 mm. o piedras mayores que 37mm, y no debe contener material orgánico.

El éxito de las estructuras de acero, depende exclusivamente del relleno lateral. El material de relleno debe colocarse en capas no mayores de 20 cm. alternativamente a cada lado del tubo. La compactación debe hacerse con el equipo adecuado, evitando en lo posible golpear la estructura. Se recomienda que la densidad del suelo alcance un porcentaje de 85% según normas AASHTO como mínimo.

LIMITES DE ALTURA DE RELLENO SOBRE TUBOS MINIMULTIPLATE CARGA VIVA H – 20 COBERTURA MINIMA – 0.40m.

Diam. (m)	Cobertura Máxima sobre el tubo (m)				
	Espesor de Plancha en mm.				
	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0
0.9	13	22			
1.0	12	19			
1.2		16	22		
1.5			16	22	
1.8			14	18	20
2.0				15	18

Coef. de Flexibilidad máx. = 1.168

PROPIEDADES FÍSICAS DE PLANCHAS MINIMULTIPLATE

Espesor mm.	Area de Sección cm^2/m	Mo. Inercia $cm^4/cm.$	Radio Giro cm.
1.5	16.2	0.03076	0.436
2.0	21.6	0.04156	0.438
2.5	27.0	0.05276	0.442
3.0	32.5	0.06444	0.446
4.0	43.3	0.08957	0.455

- Factor de Seguridad de las costuras empernadas F.S. = 2
- Densidad del suelo deseada para relleno compactado = 1950 kg/m^3.
- Para mayores alturas de relleno consultar con " Productos de Construcción de ARMCO".

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

TUBERÍA METALICA CORRUGADA – T.M.C

ALCANTARILLAS

Son conductos para que el agua pase a través de un terraplén como paso a desnivel.

Tubería Metálica Corrugada.

Se denomina así a las tuberías formadas por planchas de acero corrugada, galvanizado unidas con pernos. Esta tubería es un producto de gran resistencia estructural, la sección de estas tuberías pueden ser de diversas formas; Circulares, Elípticas, Abovedadas, o de Arco, con costuras empernadas que confieren mayor capacidad estructural, formando una tubería casi hermética, de fácil armado.

MATERIALES

Acero

El acero será de acuerdo a las especificaciones AASTMO M –218-M-167 y ASTM- A – 569, en que establece un máximo para el contenido de Carbono de (0.15) quince centésimos.

Las propiedades mecánicas deberán tener fluencia mínima de 23 kg/mm.. y rotura de 31 kg/mm.

Galvanizado

Deberá ser Baño Caliente de Zinc, con recubrimiento mínimo de 90 micras por lado – especificación ASTM – A – 123.

Accesorios

Serán considerados los pernos, tuercas en caso del TMC de pequeño diámetro.

Las TMC de gran diámetro tendrán adicionalmente; ranchos de carguio de planchas, pernos de anclaje, fierro de amarre de la viga de empuje. Especificación ASTM –A-153. A- 449.

CORRUGACIÓN DE LAS TUBERÍAS

Como es sabido las corrugaciones hechas a una lámina plana flexible, en este caso el acero, aumentan enormemente su resistencia; existen diferentes tipos de corrugaciones.

El 99% de los diseños son con salida de la alcantarilla aguas abajo libre.

En este caso la alcantarilla se denomina, con "Regulación a la Entrada" y en ella la pendiente, la rugosidad y el largo del conducto tubular no tiene efecto para el diseño del gasto.

Tan solo la rugosidad tiene efectos cuando las salida del conducto tubular aguas abajo es sumergida.

INSTRUCCIONES PARA LA INSTALACIÓN.

Armado.

Las tuberías, las entrega la fabrica en secciones curvas, mas sus accesorios y cada tipo o medida deberá ser acompañada con sus descripción de armado.

Preparación de la base.

La base o cama es la parte que estar en contacto con el fondo de la estructura metálica, esta base deberá tener un ancho no menor a medio diámetro, suficiente para permitir una buena compactación, del resto del relleno, y que a la vez no dificulte el empernado en campo.

Esta base se cubrirá con material suelto de manera uniforme, para permitir que las corrugaciones se llenen con este material.

Como suelo de fundación se deberá evitar materiales como: el fango o capas de rocas, ya que no ofrecen un sostén parejo a la estructura. Los materiales con capacidad portante pobre, se deberán extraer y serán reemplazados con material apropiado para el relleno.

Relleno con tierra.

La resistencia de cualquier tipo de estructura para drenaje depende en gran parte de la buena colocación del terraplén o relleno. La selección, colocación y compactación del relleno que circunda la estructura son de gran importancia para que esta conserve su forma y su funcionamiento sea el óptimo.

Material para el relleno.

Debe preferirse materiales granulares, pues se drenan fácilmente, pero también se podrán usar los materiales del lugar, siempre que sean colocados y compactados cuidadosamente, evitando que contengan piedras grandes, césped, escorias y tierra que contenga elevado porcentaje de materia orgánica. También se debe evitar el material muy fino, pues puede filtrarse dentro de la estructura.

Se ha demostrado que la "densidad critica" para el relleno es inferior a la densidad normal, 85% AASMO. El relleno debe compactarse hasta una densidad mayor que la "critica", por lo tanto se recomienda la compactación a más de 85% como minimo admisible, bajo cualquier circunstancia.

Colocación del relleno alrededor de la estructura

El relleno colocado bajo los costados y alrededor del conducto, se debe poner alternativamente en ambos lados en capas 15 cm. para permitir un perfecto apisionado. El material se coloca en forma alternada para conservarlo siempre a la misma altura en ambos lados del tubo.

El apisonamiento se puede hacer con equipo manual o mecánico; rodillos o compactadores vibratorios, siempre con mucho cuidado asegurando que el relleno quede bien compactado.

Para las alcantarillas abovedadas se recomienda que el relleno en las esquinas sean del mejor material y que su compactación se cuide en extremo.

MANTENIMIENTO.

El mantenimiento de las T.M.C. se debe realizar en 3 áreas determinadas: Aguas Arriba, dentro de la Estructura y Aguas Abajo.

Aguas Arriba: debe realizarse un adecuado encauzamiento de la quebrada y que está éste completamente limpia de piedras y maleza, con un eje lo más recto posible, a fin de que el curso discurra libremente y sin arrastre de materiales que obturen el ingreso, evitando inundaciones que puedan dañar la plataforma.

Dentro de la estructura; el mantenimiento consiste en una limpieza periódica, de por lo menos una vez al mes y antes del período de lluvias, etc. a fin de eliminar los materiales acarreados (piedra, palos, etc.) por la corriente.

Aguas Abajo: Siguiendo el eje de la estructura, se recomienda una limpieza de la vegetación y otros materiales que impiden la salida libre del cauce, en una longitud equivalente a 5 veces el diámetro de la estructura colocada, y que provoque un embalse Aguas Arriba y en la estructura, provocando disminución de la velocidad y haciendo que las arenillas en suspensión se sedimenten.

Por lo menos una vez al año Aguas Arriba y Aguas Abajo se debe efectuar un replanteo de la pendiente por posibles depósitos de sólidos que la hayan alterado.

NOTA ACLARATORIA

Habiéndose presentado en el mercado Listas de Precios que ofrecen Tuberías Metálicas, Corrugadas (TMC para nuestra nomenclatura) con una variedad muy grande de espesores para cada diámetro, se establece lo siguiente:

Los espesores que figuran en los estudios deben ser respetados, pues ellos no sólo consideran el diseño estructural sino su durabilidad contra el desgaste por abrasión (todos nuestros cursos de agua son de origen andino, por tanto acarrean piedra y roca abrasivas, en mayor ó menor cantidad), (efectos físicos).

Esto es independientemente de los recubrimientos que cada abastecedor recomienda para casos específicos de alta corrosión (efectos químicos).
Por tanto, los espesores mínimos son los siguientes:

Para 24"	1.5 m.m.
Para 36"	2.0 m.m.
Para 48"	2.5 m.m.
Para 60"	3.0 m.m.
Para 72"	3.3 m.m.

Para mayores diámetros, el espesor es de acuerdo al diseño estructural.

1.8 OBRAS AUXILIARES DEL DRENAJE DE CARRETERAS

A la salida del cañón debe dotársele de una estructura disipadora de nergía tipo transición, para reducir el efecto erosivo del cauce natural; si la descarga es hacia terrenos aledaños debe incluirse, además de lo ya señalado, un emisor que conduzca el agua hasta un colector y finalmente a un cauce natural más próximo. Dicho colector tendrá un revestimiento adecuado y económico para evitar la erosión. Solamente de esta forma se reducen los impactos negativos de las carreteras y la conservación del medio ambiente se volverá más integral (ver fig. N° 2)
La entrega del agua hacia el cauce natural debe ser mediante un obra hidráulica tipo grada para evitar la erosión lateral.
Aquí no se presenta el diseño de tales estructuras porque existe literatura suficiente para poder realizar las consultas sobre: transiciones, gradas, saltos inclinados, canales, disipadores de energía, etc.



Aspecto de la cuneta del tramo de la carretera entre la Ciudad de Cajamarca y elCerro "El Gavilán" (1997)

El Peruano Jueves 8 de Junio de 2006
04/01/2010 OS 060 Drenaje pluvial Urbano

Normas Técnicas Peruanas NTP
- Norma OS. 100 Infraestructura Sanitaria para Poblaciones Urbanas
- Norma IS.010 Instalaciones Sanitarias para Edificaciones – Código Sanitario del Perú – DL 17505

CAPITULO 2. DRENAJE PLUVIAL URBANO

2.1 GENERALIDADES

2.1.1 DEFINICION

Conjunto de acciones materiales o no, destinadas a lograr dos objetivos:

a) Evitar al máximo posible los daños a personas y propiedades que las lluvias pueden ocasionar.
b) Garantizar el normal desenvolvimiento de la vida diaria.

Dentro del término de aguas pluviales, se incluyen las que se precipitan directamente sobre áreas urbanizadas y aquellas sobre otras áreas, pero que discurren a través de la ciudad.

- **El Drenaje Superficial**: Acciones constituidas por obras y cauces naturales, conducen a un escurrimiento superficial hasta una entrada en un cauce natural ó artificial. Disminuye molestias al tráfico de personas y vehículos.

- **El Drenaje Secundario**: Acciones correctivas constituidas por conductos y obras conexas construidas por el hombre. Permiten el normal desenvolvimiento del tráfico de personas y vehículos en las áreas urbanas.

- **El Drenaje Primario**: Conjunto de acciones correctivas constituidas por cauces naturales, conductos artificiales y obras conexas. Salvaguardan la vida de las personas y evitan el daño a las propiedades.

2.1.2 PRINCIPIOS: La concepción de un sistema de drenaje urbano debe basarse en los siguientes principios:

a) **Servicio Público**: El sistema de drenaje urbano es un servicio público, y en consecuencia debe ser planificado en beneficio de la colectividad.

b) **Planificación urbana integral**: El sistema de drenaje urbano es parte de un complejo mayor, el sistema urbano integral y, en consecuencia, sin planificación debe ser coordinada e integrada con la planificación urbana.

c) **Planificación y aprovechamiento de los recursos hidráulicos**: El sistema de drenaje urbano es también parte del sistema de manejo de los recursos hidráulicos.

d) **Condiciones sanitarias**: No se debe empeorar las condiciones sanitarias de la población, sino mejorarlas.

e) **Ecología**: Contribuir al mantenimiento ecológico y ambiental de las ciudades y cuencas hidrográficas adyacentes.

2.1.3 ESTRATEGIAS: Conjunto de medidas destinadas a lograr los objetivos:

a) **Elaboración de planes**: En el caso de proyectos definitivos. Estos planes deben ser estructurados en armonía con las autoridades responsables del planeamiento urbano y del aprovechamiento de los recursos hidráulicos.

b) **Educación e información**: Consistente en la concientización de la ciudadanía en general sobre la importancia de los drenajes urbanos y sobre la colaboración de los moradores para lograr un buen funcionamiento de dichas obras. La labor informativa debe alcanzar a las autoridades y a los profesionales proyectistas, lo cual se puede lograr mediante una adecuada difusión de los planes básicos y complementarios.

c) **Criterios de planificación y proyecto**: Es fundamental la formulación consistente de criterios generales de planificación y proyecto, siendo las autoridades competentes las responsables de fijar las normas y procedimientos correspondientes.

d) **Información básica**: Es necesario mejorar y ampliar la información topográfica e hidrometeoro lógica, hacer un Diagnóstico Ambiental Urbano y presentarlo en un plano a escala 1/25000. La información Geomorfológica debe contener las clases de suelos urbanos (rocas, sedimentos, fangos, laderas, planicies, conos aluviales, lechos de ríos y quebradas, etc.); condiciones hidrogeológicas (nivel freático, aguas termales, pozos de agua subterránea, etc.); procesos naturales (escorrentía superficial, red de drenaje, crecidas de ríos y quebradas, deslizamientos, cárcavas, acumulación de sedimentos, etc.); descripción del drenaje pluvial urbano (rejillas, colectores, alcantarillas); contaminación del drenaje pluvial(presencia de basura, aguas servidas, desmontes, sedimentos, etc.); la estructura física urbana (residências, barrios, pueblos jóvenes, áreas de expansión urbana, zonas arqueológicas, hospitales, centros educativos, instituciones públicas, mercados, parques, plazas-jardines, bosques, etc.); estaciones hidrometeoro lógicas.; infraestructura vial (clasificación vial, ampliaciones de nuevas vías, paraderos de transporte público, áreas de estacionamiento, vías para bicicletas, cruceros peatonales, puentes, etc.).

e) **Investigación**: Dentro de este aspecto, la colaboración de las universidades y de los organismos públicos y privados, es indispensable con el propósito de adelantar programas de Investigación de drenaje urbano que permitan desarrollar técnicas aplicables a nuestra zona.

2.1.4 ACCIONES: Son todas las medidas, materiales o no, que conforman un sistema de drenaje. Estas acciones pueden ser de dos tipos: Preventivas y Correctivas.

a) **Acciones Preventivas**: Constituidas por la conservación y protección de las cuencas tributarias, la regulación del uso de la tierra, la regulación de edificaciones (tales como cotas mínimas o uso de sótanos), el pronóstico de inundaciones; la adquisición e información adecuada de los habitantes de la ciudad, y la regulación de los usos de las vías terrestres.

b) **Acciones Correctivas**: Las más usuales son: obras de embalse y regulación; obras de canalización y rectificación de cauces naturales; obras de conducción, tales como canales

y tuberías; y obras conexas, tales como sumideros, disipadores, alcantarillas, sedimentadores o modificaciones de secciones y trazados en calles y avenidas.

2.1.5 GRADOS DE PROTECCIÓN EN DRENAJE URBANO: El grado de protección es el nivel aceptable de riesgo de ocurrencia de daños o molestias a los pobladores. Existen, por lo tanto, dos grados de protección:

a) **Grado de protección correspondiente a la función básica**: Lo básico, evita al máximo posible los daños que las aguas de lluvia pueden ocasionar a las personas y a las propiedades en la zona urbana.

b) **Grado de protección correspondiente a la función complementaria**: Lo complementario garantiza el normal desenvolvimiento de la vida diaria, permitiendo un apropiado tráfico de personas y vehículos durante la ocurrencia de precipitaciones.

Entonces, el riesgo en el primer caso es menor que en el segundo. En la práctica, estos grados de protección se traducen en la fijación de la probabilidad de ocurrencia de los escurrimientos, cuyos daños deben evitarse, y al establecimiento de los niveles de inundación aceptables.

Se entiende como niveles de inundación aceptables a las alturas máximas de agua permitidas en las calles y avenidas, así como en las otras superficies urbanas fijadas de acuerdo al objetivo perseguido (básico o complementario).

2.2 PLANTEAMIENTO DEL DRENAJE URBANO

2.2.1. PLANIFICACION GENERAL

Es una estrategia para establecer un proceso que permita integrar y coordinar todos los estudios y análisis necesarios en las diversas etapas. Esta coordinación e integración no se refieren solamente al drenaje urbano, sino a un marco más amplio, tal como lo es el de la planificación urbana y el del aprovechamiento de los recursos hidráulicos.

Los pasos a dar entre el planteamiento inicial del problema y la elaboración final de los planos y especificaciones para la construcción de un sistema de drenajes, pueden agruparse en dos etapas:

a) **Planificación General**.- Conduce a la elaboración de un plan general del sistema de drenaje (denominado plan maestro en muchos países).

b) **Planificación de Proyectos**.- Conduce a la elaboración de toda la documentación necesaria para construir obras específicas (acciones correctivas).

2.2.1.1. El Plan Rector Básico es un documento que incluye a nivel general las acciones preventivas y correctivas que son necesarias para que el sistema de drenajes de una determinada población, o de parte de ella, cumpla con su función básica. Constituye la primera etapa del proceso.

El término **"nivel general"** se refiere a aquello que permita conocer las magnitudes, ubicaciones y áreas tributarias del drenaje primario, y las medidas que deben tomarse para el manejo de las planicies y áreas inundables .

Lo ideal es que pueda estudiarse conjuntamente la población total bajo análisis y las áreas tributarias totales de los cauces naturales que pasan a través de ellas; pero es conveniente en la práctica definir áreas menores, bajo el criterio de fijar los límites de acuerdo a unidades hidrográficas independientes.

Por otra parte, para cauces naturales, puede decirse que las áreas tributarias del drenaje primario, que unidas conforman la extensión total del plan rector, no deben superar a los efectos prácticos, unas 300 hectáreas aproximadamente.

Aunque podría exigirse un plan rector para cada población, en la práctica, si las poblaciones son pequeñas (extensión menor de 300 hás) el plan rector básico y el plan complementario se realizarán en una sola etapa, salvo en aquellos casos donde la población es atravesada por un cauce natural de cierta magnitud.

Es aconsejable tener en cuenta, cuando se trate de varias poblaciones pequeñas cercanas dentro de una misma unidad hidrográfica, estudiar la posibilidad de elaborar un sólo plan rector básico.

2.2.1.2. Los Planes Complementarios consisten en un documento que incluye a nivel general las acciones preventivas y correctivas, que son necesarias para que el sistema de drenaje de un sector de una población cumpla con la función complementaria.

El término **"nivel general"**, corresponde a una definición tal de las acciones correctivas, que permita conocer las magnitudes, ubicaciones y áreas tributarias del drenaje secundario y las recomendaciones generales referentes al drenaje superficial está prioritariamente ligado a consideraciones de tipo urbanístico y vial. De allí que el plan complementario solo incluirá recomendaciones generales al respecto.

La extensión física de un plan complementario puede ser diversa, pero en cualquier caso debe adoptarse como criterio coincidir con la unión de varias de las áreas tributarias definidas en el plan rector básico correspondiente (podría adoptarse un valor de 10 Hás, a título indicativo, pero analizando cada caso en particular), el plan complementario y el proyecto definitivo se realizarán en una sola etapa.

2.2.1.3. El Proyecto definitivo es un documento que incluye, a nivel detallado, una o varias acciones correctivas (se incluyen las acciones preventivas, por cuanto el "proyecto final" de ellas no es una labor del ingeniero, sino del urbanista, del abogado y de las autoridades competentes) destinadas a cumplir con la función básica o con la complementaria.

El término **"nivel detallado"** se refiere a una definición tal de las acciones correctivas, que permita construirlas adecuadamente. El proyecto definitivo puede corresponder al drenaje primario, al secundario o al superficial (en el superficial únicamente en cuanto se

refiere a recomendaciones específicas al urbanista y al ingeniero vial).

2.2.2. CONTENIDO DEL PLAN RECTOR BASICO

2.2.2.1 ACCIONES PREVENTIVAS: Consistentes en la delimitación de las planicies y áreas inundables. La extensión de estas zonas dependerá tanto de la magnitud del gasto de proyecto de la función básica, como de las acciones correctivas que se adopten para disminuir esa extensión.

Existe una diversidad de acciones preventivas, siendo las más comunes:

a) **Uso de la Tierra**.- Las recomendaciones pueden ir desde prohibir totalmente la utilización de esas zonas, hasta admitir desarrollos de diversos tipos, escogiéndose por lo general usos como áreas verdes, parques, o en últimas instancias aquellos de muy baja densidad de utilización.

b) **Uso de edificaciones e instalaciones**. Pueden aplicarse acciones preventivas, dirigidas a fijar normas en la construcción y uso de edificaciones, tales como:

- Cotas mínimas de la planta inferior; es decir, sobreelevar las nuevas edificaciones o instalaciones.

- Limitar el uso de las plantas inferior, como puede ser la eliminación de sótanos, o impedir que estos y las plantas bajas sean utilizados como residencia o asiento de equipos costosos o mercancía valiosa.

c) **Pronóstico de inundaciones**.- Estos sistemas consisten en un conjunto de instalaciones hidrometeoro lógicas y de comunicación que unidos a estudios de la onda de crecida, permitan con suficiente antelación predecir aproximadamente los niveles que puedan alcanzar las aguas, dando lugar así al desalojo oportuno de las zonas afectadas.

d) **Vías Terrestres**.- Debe hacerse sugerencias respecto al trazado de vías terrestres, e inclusive al uso de ellas como obra de drenaje; uno puede ser, por ejemplo, la utilización de una vía como dique marginal, en cuyo caso la acción pasaría a ser correctiva.

e) **Conservación y mantenimiento**.- Se refiere a la conservación de cuencas y áreas tributarias en general y al mantenimiento, tanto de los drenajes primarios en sí, como de sus áreas contribuyentes. También se hace reforestación y restitución de cobertura vegetal, las normas referente a explotación de los materiales que conforman los cauces naturales.

f) **Información**.- Se refiere a suministrar al público en general información suficiente para hacerlo consciente de la problemática. De particular interés sería un adecuado señalamiento de las planicies y áreas inundables y una divulgación apropiada sobre los riesgos involucrados y la importancia del mantenimiento.

El suministro de información debe extenderse a los urbanistas, planificadores, hidráulicos

y autoridades competentes.

2.2.2.2. ACCIONES CORRECTIVAS

Siempre que los análisis y estudios concluyan que las acciones preventivas no son suficientes para garantizar los grados de protección indicados para la función básica, se hará necesario poner en ejecución acciones correctivas; es decir definir dentro de los planes rectores.
Las Acciones Correctivas consisten en la elaboración de un plan general del sistema de drenaje en dos etapas que se indican a continuación:

a) Rectificación, protección y limpieza de cauces naturales.

b) Canalizaciones y diques marginales.

c) Obras de amortiguación de crecidas (embalses y lagunas).

d) Conductos artificiales (canales y tuberías de regular tamaño).

e) Remoción de obstáculos (puentes, alcantarillas) o su modificación.

f) Modificación de planicies y áreas inundables (rellenos).

2.2.3. PLAN COMPLEMENTARIO

2.2.3.1. Drenaje superficial.- El plan complementario correspondiente debe señalar recomendaciones que permitan mejorar la eficiencia de las vías terrestres como conductoras de agua. Estas recomendaciones sería, por ejemplo: modificaciones de trazado o de secciones transversales. Prevenir la destrucción de la cobertura vegetal. Finalmente, deben mostrarse aquellas áreas públicas, que sean utilizadas para garantizar la retención de las aguas, o al menos el retardo de su movimiento.

2.2.3.2. Drenaje Secundario.- El plan debe ser tal que permita conocer aproximadamente el trazado de los diferentes colectores y las dimensiones tentativas de los más importantes. Estos serían aquellos que cumplan con al menos una de las tres condiciones siguientes: tener un área tributaria mayor de 5 hás., diámetro superior a 75 cm o capacidad por encima de los 1 000 lt/seg.

Cuando una parte del área comprendida en el plan respectivo, no tenga urbanismo definido, sólo se mostrará su conexión al drenaje del resto.

2.3. VARIABLES DE DISEÑO.

2.3.1 INFORMACION HIDROLOGICA

En el acápite 1.3 del capítulo 1 se vio algunos aspectos referente a las variables hidrológicas; sin embargo se continúa en esta parte de drenaje urbano reiterando algunos conceptos que no hayan quedado claros.

Los registros pluviográficos son tratados estadísticamente para obtener intensidades máximas medias, para tiempos de duración, de 05, 10, 30, 60 y 120 minutos. Asimismo dichos datos debidamente analizados, se extienden hasta un número de años conveniente. Estadísticamente debe contarse con 30 datos , como mínimo, para aplicar algún modelo de valores extremos. Si existen menos de 30 pero más de 15 es permitido extender como máximo hasta el doble de la información, tomando como referencia el período de retorno. Por ejemplo: si existieran 16 datos de intensidades máximas medias, extraídas de las bandas pluviográficas , para obtener una intensidad de diseño con un período de retorno de 25 años, entonces es conveniente extender la información hasta 30 años. Extender los datos no garantiza hallar la intensidades mayores que aquellos, ocurriendo el riesgo de ignorar intensidades que hayan ocurrido en períodos no registrados. Es recomendable, trabajar paralelamente con una estación índice que tenga más información y transponerla a la estación con menor información con la finalidad de correlacionarlas.

2.3.1.1 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (tc)

En el caso del método Racional (Q = C.I.A.), el tiempo de concentración es importante para obtener la intensidad máxima media de las curvas Intensidad-Frecuencia-Duración. Estas curvas se preparan haciendo un análisis de tormentas, en caso de disponer registros pluviográficos de un estación representativa para la zona urbana en estudio. El tiempo de concentración para drenaje urbano, puede determinarse según:

$$t_c = t_{cs} + t_v$$

donde:

t_{cs}= Tiempo de concentración de flujo superficial. Se puede determinar mediante el gráfico desarrollado por la Agencia Federal de aviación de los EE.UU., que da valores en función del coeficiente C y la pendiente promedio de la superficie. La figura Nº 34 , es una versión del referido gráfico. También puede emplearse la figura Nº 35.

t_v= Tiempo de viaje a través de los colectores hasta el punto deseado. Su valor depende de la velocidad del agua en los conductos. En este sentido, resulta práctico escoger una velocidad media para cada tramo, igual a la de flujo a sección llena, comprobando luego a nivel de proyecto, si ella está dentro de límites aceptables de exactitud.

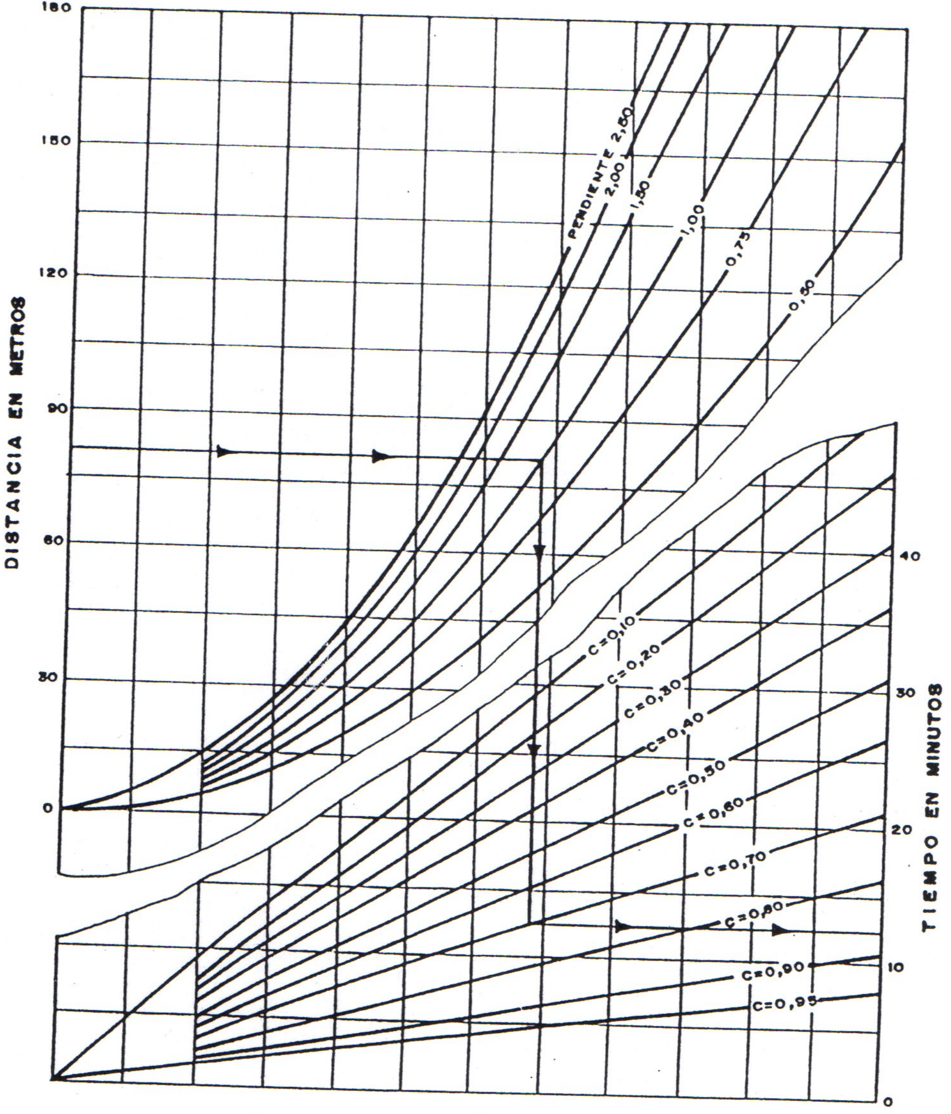


FIG. N° 34 . VALORES DEL TIEMPO DE CONCENTRACION DEL FLUJO SUPERFICIAL

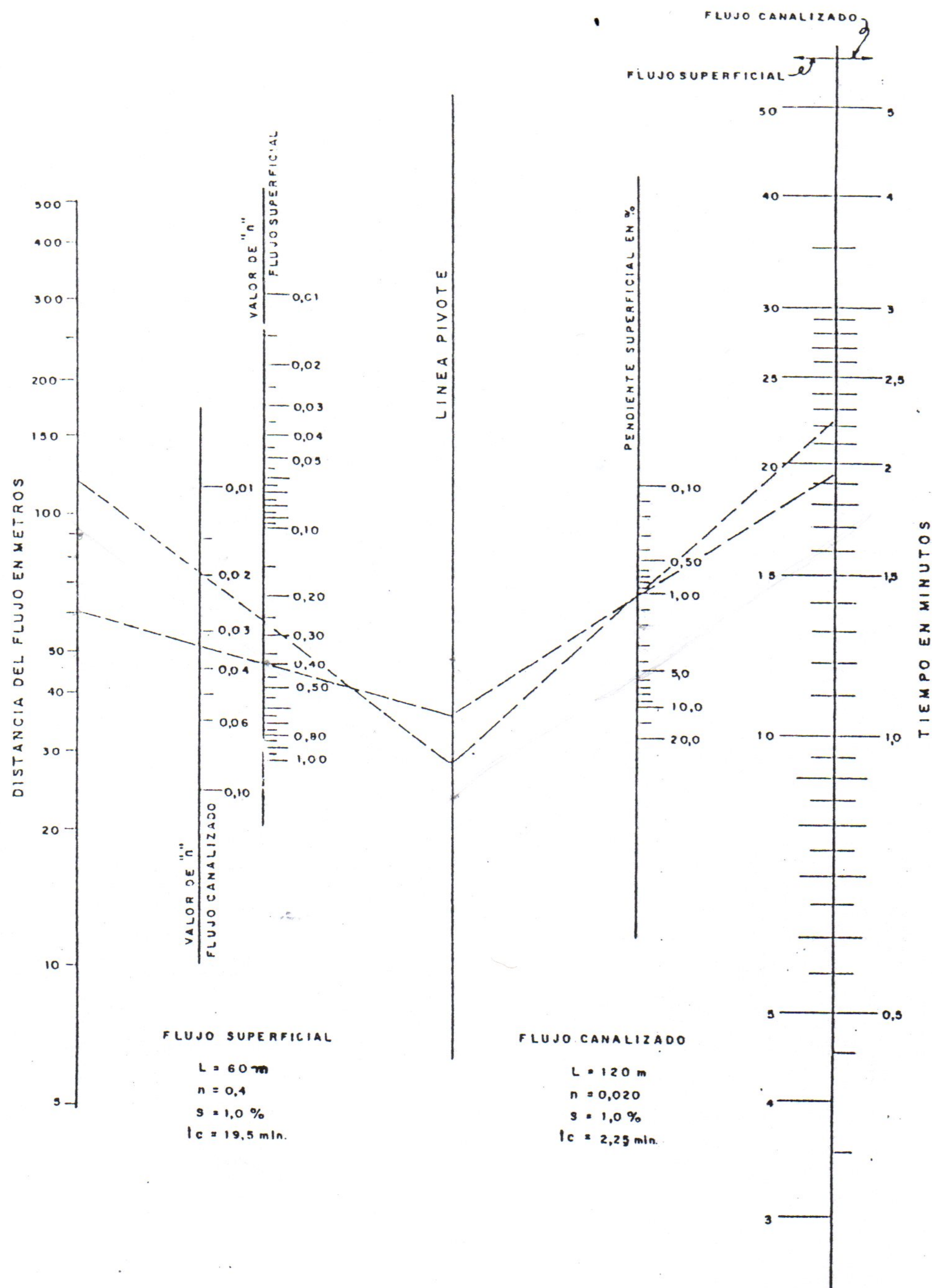


FIGURA N°35 — ABACO PARA EL CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION SUPERFICIAL

En la figura N°36 , la escorrentía de la zona A sale por el punto (P1) y la de la zona B por el punto(P2).

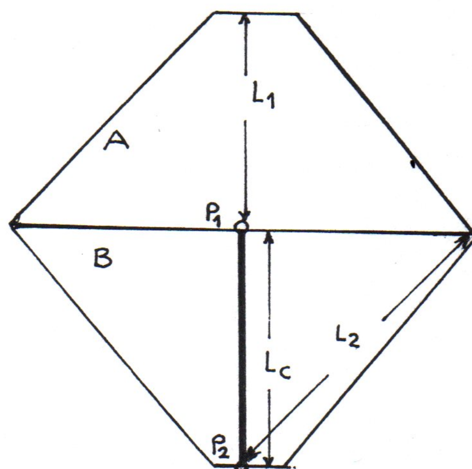


FIG. N° 36 GEOMETRÍA DE AREAS TRIBUTARIAS

El tiempo de concentración en el punto (P2) es el mayor de:

t_{cz} = Tiempo de concentración de la zona B.

$t'_{cz} = t_{c1} + t_{v1-2}$

t_{c1} = Tiempo de concentración de la zona A.
t_{v1-2} = Tiempo de viaje a través del colector (P1)-(P2)

Para áreas urbanas se recomienda utilizar los ábacos de las figuras N° 34 y N° 35

En el área A el flujo es sólo superficial porque no hay colector. El tiempo de concentración será para flujo superficial, pudiendo obtenerse con la figura N° 34 válida para pendientes hasta de 2.5% y debe conocerse el coeficiente de escorrentía del área A y la longitud máxima de recorrido que está simbolizada por L1. También puede utilizarse la figura N° 35, válida para pendientes desde 0.1% hasta 20% y en este caso debe conocerse el coeficiente de rugosidad de Manning del área A y la longitud máxima de recorrido que está simbolizada por L1.

En el área B el flujo es superficial y canalizado. El flujo es canalizado cuando en la calle del área de drenaje se necesita colocar un colector primario o secundario para evitar desbordes o reducir el ancho de inundación. En este caso el tiempo de concentración es el mayor de los dos casos siguientes:

a) tc2 = tiempo de concentración del área B , para flujo superficial.
b) t'c2 = tc1 + tv1-2 ; donde tc1: tiempo de concentración de área A, para flujo

superficial; tv1-2: tiempo de concentración para flujo canalizado, según figura N°35 con la pendiente y longitud del colector.

2.3.1.2 DESCARGA DE DISEÑO (Q).
Ver acápite 1.3.6 del capítulo 1.

El método racional supone que si sobre un área determinada ocurre una precipitación de intensidad uniforme en el tiempo y en el espacio, llegará un momento en que, la cantidad de agua que cae, equivale a la que sale del área colectora, siempre y cuando, ésta sea impermeable. El tiempo en el cual se alcanza la equivalencia se denomina tiempo de concentración (tc).

De acuerdo al fundamento anterior, el método tiene una serie de limitaciones, a saber:

a) La lluvia es uniforme en el tiempo; es decir, su intensidad es constante, lo cual, en la práctica, es sólo verdad para duraciones muy cortas.
b) La lluvia es uniforme en el espacio, es decir, tiene la misma intensidad al mismo tiempo sobre toda el área tributaria. Esto es prácticamente válido para áreas muy pequeñas.
c) Ignora el efecto de almacenamiento o retención temporal en las superficies, conductos, cauces, etc., el cual es mayor mientras menos impermeable sea el área.
d) El coeficiente de escorrentía es constante, lo cual es sólo cierto para áreas impermeables.
e) Supone que el gasto calculado tiene la misma frecuencia de la precipitación, lo cual es más cierto en áreas impermeables, donde las conducciones previas de humedad del subsuelo no influyen significativamente en la escorrentía.

Las limitaciones anteriores llevan a la conclusión de que la fórmula racional puede arrojar resultados aceptables sólo si el área es pequeña y tiene un alto porcentaje de impermeabilidad, además el tc es corto. De allí que no es recomendable su aplicación para superficies mayores de 20 hás. 80% urbanizadas, y tc superiores a 15 minutos. Cuando estas recomendaciones no se observan, la fórmula tiende a dar valores mayores que las reales. En áreas pequeñas con tiempo de concentración menores que 05 minutos, para fines prácticos se utiliza 05 minutos.

El tiempo de concentración correspondiente a cada zona de la ciudad, por ejemplo de todo un barrio o un conjunto de manzanas, se determina de forma análoga.

En el punto de unión de dos colectores se toma el mayor tc de uno de ellos para continuar con los cálculos.

El tiempo de concentración, tc, así calculado se utiliza como duración de la precipitación para obtener la intensidad de la familia de curvas Intensidad-Frecuencia-Duración.

<u>Coeficiente de escorrentía (C)</u>
Según la Hidrología, el Coeficiente de Escorrentía es la relación de la precipitación neta y la precipitación total. Para entender más esta definición se recomienda revisar temas sobre hidrogramas y hietogramas.

Una vez calculado tc y escogido el valor de C, debe únicamente seleccionarse el valor de la intensidad (I) de la familia de curvas intensidad-frecuencia-duración, y aplicar la fórmula racional. Cuando en una zona existan áreas tributarias de diferentes valores de C, se utilizará un coeficiente ponderado (C_p) de acuerdo a las características del área de cada la zona cuyo coeficiente de escorrentía se desea determinar. En estas condiciones de halla un coeficiente medio ponderado, según:

$$C_p = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + ... + C_n A_n}{A_1 + A_2 + ... + A_n}$$

El valor así obtenido equivale al coeficiente C de la fórmula racional.

A continuación se presentan tablas para escoger el coeficiente de escorrentía "C" que está en función de la pendiente, drenaje, tipo de cultivo que crece en la cuenca y característica de la superficie del área tributaria.

TABLA N° 7. COEFICIENTE DE ESCORRENTIA PARA SER USADO EN EL MÉTODO RACIONAL

ESTADO ACTUAL	DRENAJE	PENDIENTE DEL TERRENO (%)				
		0-5	5-12	13-25	26-50	50-70
SIN VEGETACIÓN	IMPERMEABLE	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80
	SEMIPERMEABLE	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70
	PERMEABLE	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
CULTIVOS	IMPERMEABLE	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70
	SEMIPERMEABLE	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
	PERMEABLE	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
PASTOS VEGETACIÓN LIGERA	IMPERMEABLE	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
	SEMIPERMEABLE	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55
	IMPERMEABLE	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35
BOSQUES DENSA	IMPERMEABLE	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55
	SEMIPERMEABLE	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45
VEGETACIÓN	PERMEABLE	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
HIERBA GRAMÍNEA	IMPERMEABLE	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
	SEMIPERMEABLE	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
	PERMEABLE	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30

FUENTE: Tratado de conservación de suelos por : Ing. Fernández Cauris de Castro.

TABAL N°8. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA PARA SER USADO EN EL MÉTODO RACIONAL

Características de la Superficie	Período de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto /Techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0 – 2 %	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2 – 7 %	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
--	-------	-------	-----	-------	-----	-----	-------
Pendiente, superior a 7 %	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50% al 75% del área)							
Plano, 0 – 2 %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 – 7 %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7 %	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0 – 2 %	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2 – 7 %	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7 %	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0 – 2 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2 – 7 %	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7 %	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0 – 2 %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 – 7 %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7 %	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0 – 2 %	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2 – 7 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7 %	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas.

TABLA N°9 COEFICIENTES DE ESCORRENTIA PARA SER USADOS EN EL METODO RACIONAL

TIPO DE AREA	VALOR DE C
a) Comercial	
- Centro de ciudad ----------------------	0.70 a 0.95
- Alrededores --------------------------	0.50 a 0.70
b) Residencial	
- Unifamiliar --------------------------	0.30 a 0.50
- Multifamiliar separado ---------------	0.40 a 0.60
- Multifamiliar agrupados --------------	0.60 a 0.75
- Sub urbana ---------------------------	0.25 a 0.40
c) Industrial	
- Liviana ------------------------------	0.50 a 0.80
- Pesada -------------------------------	0.60 a 0.90
d) Otros	
- Parques y Cementerios ----------------	0.10 a 0.25
- Parques para juegos ------------------	0.20 a 0.35
TIPO DE SUPERFICIE	**VALOR DE C**
a) Pavimentos	
- Asfalto o concreto -------------------	0.70 a 0.95
- Ladrillos ----------------------------	0.70 a 0.95
b) Techos y azoteas --------------------	0.70 a 0.95
c) Caminos y grava ---------------------	0.30
d) Areas de suelo arenoso	
- Llanas (2%) --------------------------	0.05 a 0.10
- Medianas (2 a 7%) --------------------	0.10 a 0.15
- Inclinadas (7% o más) ----------------	0.15 a 0.20
e) Areas de suelo pesado	
- Llanas (2%)--------------------------	0.13 a 0.17
- Medianas (2 a 7%)--------------------	0.18 a 0.22
- Inclinadas (7% o más) ----------------	0.25 a 0.35

2.3.1.3 DETERMINACIÓN DE LA INTENSIDAD DE DISEÑO.

Ver acápite 1.3.7 del Capítulo 1

TABLA N°10. INTENSIDADES MAXIMAS (mm/h) DE LA ESTACION WEBERBAWER

UBICADA EN CAJAMARCA-PERU

ALTITUD : 2536 m. LATITUD : 07°10′ SUR

N° años	Año	5 min.	10 min.	30 min.	60 min.	120 min.
1	1973	101	71	24	14	11
2	1974	73	58	34	18	19
3	1975	90	50	24	16	10
4	1976	68	63	37	19	9
5	1977	65	53	37	21	11
6	1978	26	24	21	12	6
7	1979	60	60	38	23	14
8	1980	73.02	60.1	33.8	21.08	9.28
9	1981	67.2	54.8	29.13	15.54	13.02
10	1982	88.29	75.15	37.2	23.1	13.27
11	1983	75.3	50.4	31.4	23.71	13.99
12	1984	112.8	71.8	27.6	15.63	9.8
13	1985	59.31	54.4	25.56	14.7	8.05
14	1986	84.6	65.4	30.11	15.6	8.23
15	1987	76	49.2	21.6	13.2	7.95
16	1988	70.4	52.8	23	13.79	7.85
17	1989	73.6	47.8	28	16	9.6
18	1990	111.6	75	37.94	23	12
19	1991	83	73	41	26	14
20	1992	56	39	19	10	5
21	1993	58	51	28	18	10
22	1994	91.49	64.18	36.22	19.04	12.91
23	1995	71.11	56.26	28.66	16.72	9.32
24	1996	81.3	60.21	32.44	17.88	11.12
25	1997	82.2	68.1	35.04	17.86	8.94
26	1998	92	66.34	40.6	27.1	13.5
27	1999	70.8	42.85	20.05	11	4.44
28	2000	46.8	31.95	17.26	10.14	5.08

2.3.2 INFORMACION DE LA ZONA URBANA

La información se desarrolla en los siguientes aspectos:

a) **Catastral**.- Puesto que la Municipalidad es la encargada de planificar y controlar el crecimiento urbano de la ciudad, debe tener el plano básico de urbanismo actual y de expansión urbana; haciendo notar que la escalas pueden ser de 1/5 000, a 1/1 000, con curvas de nivel cada un metro de equidistancia.

Por otra parte, en caso excepcional, se puede obtener del Ministerio de Agricultura cartas de catastro rural de la misma zona, a escala 1/5 000.

b) **Hidrográfico**.- Se realiza el diagnóstico de los cauces naturales que cruzan la zona urbana , especialmente observando y midiendo la geometría de sus lechos, la contaminación, puntos vulnerables (por ejemplo reducción del cauce en lugares, de emplazamiento de puentes existentes).

c) **Areas inundables**.- Habiendo recorrido las zonas de poca pendiente, quebradas que se han desbordado y áreas de mucha actividad comercial, se prepara un plano donde se aprecie los lugares que han sufrido daños por efectos de las precipitaciones. También se anotan el ancho y pendientes transversales de las calles así como la altura de veredas, especialmente de las más bajas en cada calle; se registra el tipo de pavimento, la pendiente longitudinal y el tipo de techos de la zona en estudio(indicando materiales y estado).

d) **Drenaje artificial urbano**.- Se ubican en el plano de la ciudad los canales de regadío y el sistema de drenaje existente, en caso de que lo hubiera. Se toman datos de : la geometría de las secciones transversales, material de revestimiento y el espesor de la capa de los sólidos retenidos en los conductos del drenaje.

e) **Sedimentos**.- Se extraen muestras de material sólido de fondo del lecho de los ríos, quebrada, canales de regadío y drenaje urbano, para determinar su granulometría.
En algunas ciudades de la Sierra del Perú, tal como la Ciudad de Cajamarca, después de cada aguacero se acumulan los sólidos en las calles; y cuando están secos son removidos por el tráfico vehicular, contaminando el aire lo cual provoca enfermedades respiratorias y estomacales.

f) **Período de retorno**.- Puede seleccionarse en función del uso de la tierra o del tipo de vía.

El gasto del proyecto es el evento máximo de escurrimiento contra cuyos efectos deben evitarse los daños e inconvenientes a que se refieren los objetivos. Por motivo de facilidad, se expresa el evento máximo señalado por su período de retorno, que es el número promedio de años que transcurren para que un evento de ciertas características se repita con igual o mayor magnitud. Por ejemplo si se acepta como evento máximo el correspondiente a un período de retorno de 7 años, significa que se está protegiendo contra los efectos del gasto que ocurre en promedio cada 7 años y que, en consecuencia, cualquier otro evento con una frecuencia menor o sea un mayor

período de retorno, si podrá causar daños y molestias.

La probabilidad de ocurrencia en un año cualquiera (F) está ligada a la ocurrencia para el mismo período, mediante la relación:

$$F = \frac{1}{TR}$$

donde TR es el período de retorno del evento.
En el caso de drenaje urbano, el evento a considerar son los excedentes de aguas de lluvia, es decir, el escurrimiento que ellas generan.

2.3.2.1 FACTORES DETERMINANTES EN LA SELECCION DEL PERIODO DE RETORNO

a) **Función**.- Si la función del sistema es básica o complementaria pues la primera se refiere a daños a personas y propiedades y la segunda a inconvenientes en el tráfico de personas y vehículos.

b) **Uso de la Tierra**.- El uso de las áreas a ser protegidas, pues de acuerdo a él, los daños e inconvenientes pueden ser mayores o menores.

c) **Tipo de vía terrestre**.- El tipo de uso de las vías terrestres, vialidad principal o secundaria, autopistas o carreteras, etc. ya que ello está íntimamente relacionado con la magnitud de los inconvenientes al tránsito de vehículos.

d) **Instalaciones especiales**.- Seguridad de instalaciones especiales como son los cuerpos de bomberos, de policía, los hospitales, etc., dado que este tipo de daños ocasionaría problemas todavía mayores en la ciudadanía.

El método apropiado para determinar el período de retorno sería evaluar la relación beneficio-costo para diferentes alternativas de protección. Sin embargo, resulta dificultosa la estimación de beneficios para el futuro. Naturalmente, las vidas humanas deben ser protegidas contra todo riesgo, lo cual resulta imposible. Entonces, se ve la necesidad de establecer ciertas reglas basadas exclusivamente en la experiencia y el buen juicio.

2.3.2.2. PERIODO DE RETORNO PARA LA FUNCION BASICA

Los períodos de retorno seleccionados en diferentes países, para la función básica o situaciones similares, son sumamente variables, desde una protección absoluta (estimación del máximo evento posible) hasta 50 y 25 años de períodos de retorno, dependiendo de la magnitud de la ciudad y de las obras.

En Estados Unidos, independiente de otros factores influyentes, se ha extendido la idea de concebir la función básica con una protección correspondiente a la frecuencia para 100 años. En Europa es variable y hay casos, como en la ciudad de Viena, donde se ha trabajado para 500 años.

Según Juan J. Bolinaga I. recomienda elegir 100 años como el período de retorno del gasto de proyecto que conlleva la función básica del drenaje urbano, pero dentro del siguiente criterio utilizar prioritariamente las acciones preventivas, disminuyendo así las costosas acciones correctivas.

El anterior criterio tiene un significado muy importante que se debe tener siempre presente que el gasto de proyecto tenga un período de retorno de 100 años, no significa necesariamente que la obra a construir (acción correctiva) tenga una capacidad equivalente a ese gasto, sino al contrario, se propicia que se utilicen acciones preventivas que permitan reducir esa capacidad.

Las instalaciones de tipo estratégico, tales como las de seguridad nacional y de uso militar, las de generación y transmisión de energía eléctrica, las plantas de tratamiento de aguas las estaciones centrales de telecomunicaciones, estaciones de bomberos, hospitales y cualquier otra instalación de importancia vital para una ciudad, se deben proteger para un evento de período de retorno no menos de 500 años. Esta protección que significa una probabilidad de ocurrencia (F) de solo 0.2% puede ser tan sencilla como aumentar la cota mínima de las edificaciones nuevas; en el caso de que ellas existen, construir pequeños muros de protección o no usar las plantas inferiores para equipos que sean vitales en el funcionamiento de la instalación.

2.3.2.3. PERIODO DE RETORNO PARA LA FUNCION COMPLEMENTARIA

Los conceptos analizados para la función básica son igualmente válidos para la complementaria; la única diferencia radica en que se puede aceptar un riesgo mayor en materia de garantizar el tránsito de personas y vehículos.

En las siguientes tablas se indican los períodos de retorno recomendables, en función del uso de la tierra y del tipo de vía terrestre.

TABLA N°11. PERIODO DE RETORNO SEGÚN USO DEL SUELO

TIPO DE USO	TR (Años)
a) Zonas de actividad	10
b) Zonas de actividad industrial	10
c) Zonas de edificios públicos	10
d) Zonas residenciales multifamiliares de alta densidad	05
e) Zonas residenciales unifamiliares y multifamiliares de baja densidad.	02
f) Zonas recreativas de alto valor e intenso uso por el público.	02
g) Otras áreas recreativas.	01

Esta tabla debe emplearse con flexibilidad, pues su aplicación estricta en cuanto a usos puede llevar a una sub división excesiva de las áreas urbanas, y complicar innecesaria-mente la fijación de los períodos de retorno. Por ello, cuando se mencione el tipo de uso, debe entenderse el dominante e el área no exista uso predominante, se puede tomar conservadoramente el de mayor período de retorno.

TABLA N°12. TIPO DE VIA Y PERIODO DE RETORNO MINIMO

TIPO DE VIA	TR (Años)
VIALIDAD ARTERIAL Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la Comunicación básica de la ciudad.	10
VIALIDAD DISTRIBUIDORA Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan.	05
VIALIDAD LOCAL Avenidas y calles cuya importancia no traspasa la zona servida.	02
VIALIDAD ESPECIAL Acceso a instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales.	10

La tabla N°12 es un complemento de la tabla N°11.

Una vez establecidos los períodos de retorno de acuerdo a la tabla N°11, debe comprobarse si dentro de las diferentes áreas existen vías terrestres a las que les corresponden en la tabla N°12, unos períodos de retorno mayores, y si éste fuese el caso, se utilizarían estos últimos para la vía en cuestión.

En la figura N° 37 se presenta el período de retorno para diferentes zonas de la Ciudad de Cajamarca, como resultado de un trabajo de investigación: "Zonificación Urbana de la Ciudad de Cajamarca por riesgos de inundación" por Francisco Huamán V., Sergio Mujica P. Y Luis Gálvez C.

2.3.3. CALCULO DE LOS CAUDALES

EJEMPLO N°8.

Utilizando el plano y la información de una zona de la Ciudad de Cajamarca (Perú),calcular los caudales de escorrentía superficial de drenaje en las intersecciones (20) y (33). El plano está indicado en la figura N° 38, en la cual se presenta un sector de la ciudad de Cajamarca, que comprende al barrio " Miraflores" y parte del barrio "La Tullpuna". La pendiente media de esta zona es de 3.5%. Las cuadras con pendiente suave corresponden a las calles: Jr. Ramón Castilla, Av. Alfonso Ugarte, Jr. Túpac Amaru, Jr. Mariscal Cáceres, Pje. Brasil y Av. La Paz. Las calles transversales tienen pendientes mayores. Ninguna de las calles descarga agua de lluvia a la quebrada "Negro Mayo" por tener su lecho más alto que las calles antes mencionadas. Así también, en las figuras N° 38 y N° 39 se ha establecido el sentido del escurrimiento superficial en las diferentes calles y se han delimitado las áreas tributarias , siguiendo el criterio de subdividir las manzanas por las bisectrices de las esquinas.

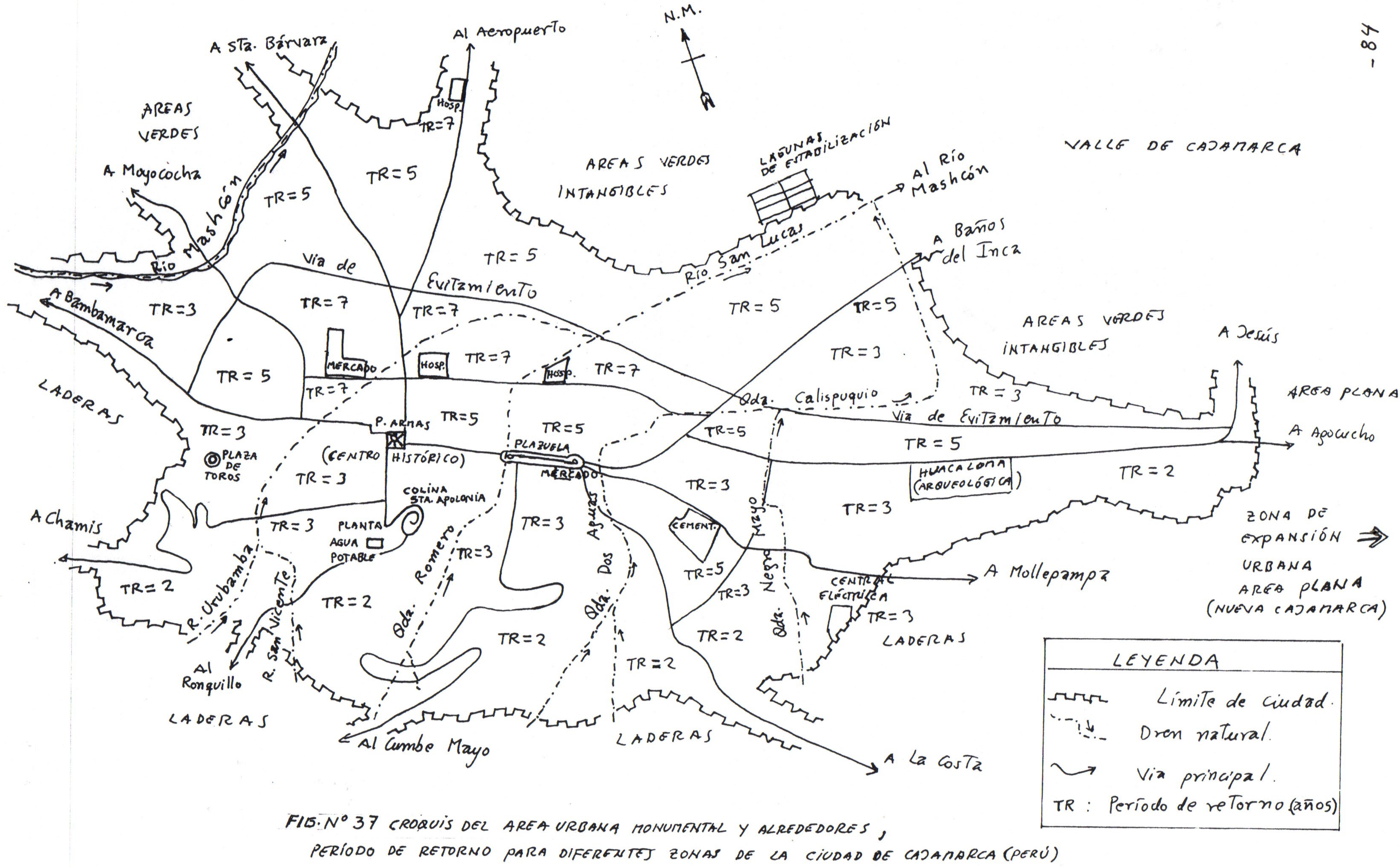


FIG. N° 37 CROQUIS DEL AREA URBANA MONUMENTAL Y ALREDEDORES, PERÍODO DE RETORNO PARA DIFERENTES ZONAS DE LA CIUDAD DE CAJAMARCA (PERÚ)

(20): INTERSECCIÓN Nº 20

(33): INTERSECCIÓN Nº 33

FIG. Nº 38 SENTIDO DEL FLUJO DEL DRENAJE PLUVIAL DEL EJEMPLO Nº 8

Puesto que los períodos de retorno se deben seleccionar en función de la magnitud de la ciudad y de las obras; para la ciudad de Cajamarca se ha tomado en cuenta las características del drenaje natural que pasa junto y a través de la zona urbana, así como las edificaciones ubicadas tanto en zonas con buen drenaje superficial como en zonas con riesgo de inundación (Ver figura Nº 37).

a) Para la función básica

Está relacionado con el período de retorno que deben tener los colectores naturales y artificiales que tienen como objetivo evitar o disminuir las inundaciones que ocasionan daños personales y materiales.

- Centro de la ciudad Tr = 30 años. (zonas planas, junto al río San Lucas)
- Zonas perimetrales: Tr = 25 años.(zonas planas, junto al río Mashcón y a las quebradas)

Se entiende por centro de la ciudad al área urbana donde diariamente hay concentración de personas debido a las actividades normales (comercios, centros de estudios, turismo, diversión, hospitales, oficinas públicas, etc.).

Se entiende por zonas perimetrales el área urbana, donde diariamente, las actividades mencionadas anteriormente son escasas o nulas; sin embargo, hay personas que están desempeñando otras labores de diferente clase (amas de casa, niños que no estudian, zapaterías, carpinterías, artesanías, fabricantes de tejas y ladrillos de cemento, bodegas, tráfico reducido, etc.).

b) Para la función complementaria

Con la finalidad de garantizar el normal tránsito de personas y vehículos. Se toma como referencia la Tabla N° 11 que está en función del uso del suelo . Para la Ciudad de Cajamarca . ver la figura **N° 37.**

A) Cálculo de áreas y del tiempo de concentración.

Las áreas tributarias " Ai " (ver Fig. N° 39) son polígonos cerrados, en cuyo interior se mide la distancia recorrida del flujo y su pendiente (de la cuadra) y se estima la rugosidad de Manning (según las características de las edificaciones y uso del suelo); factores que permiten estimar el tiempo de concentración, utilizando la Fig. N° 35 , de la cual se obtiene:

TABLA N° 13. TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN DEL EJEMPLO N°8

.i	Ai	Li	Si	. n_i	. t_{ci}
Sub -índice	(ha)	(m)	(%)	De Manning	(min)
1	0.32	70	4.2	0.05	5.5
2	0.25	60	3.5	0.05	5.3
22	0.31	55	0.5	0.05	6.3
23	0.44	70	0.5	0.05	8.0
24	0.19	60	0.7	0.05	7.5
25	0.17	55	1.3	0.05	6.0
38	0.64	75	4.5	0.05	5.5
39	0.24	70	3.7	0.05	5.7
40	0.25	65	3.7	0.05	5.7
49	0.37	60	3.5	0.05	4.8(5.0)
50	0.16	55	1.2	0.05	6.3
51	0.14	50	0.3	0.05	8.5

Para la ciudad de Cajamarca, se considera que n=0.05, debido a que la mayoría de sus edificaciones son de dos pisos, con áreas libres del 30% ó menos (jardines con escasos árboles), con techos cubiertos de calamina y teja ó azoteas de concreto.

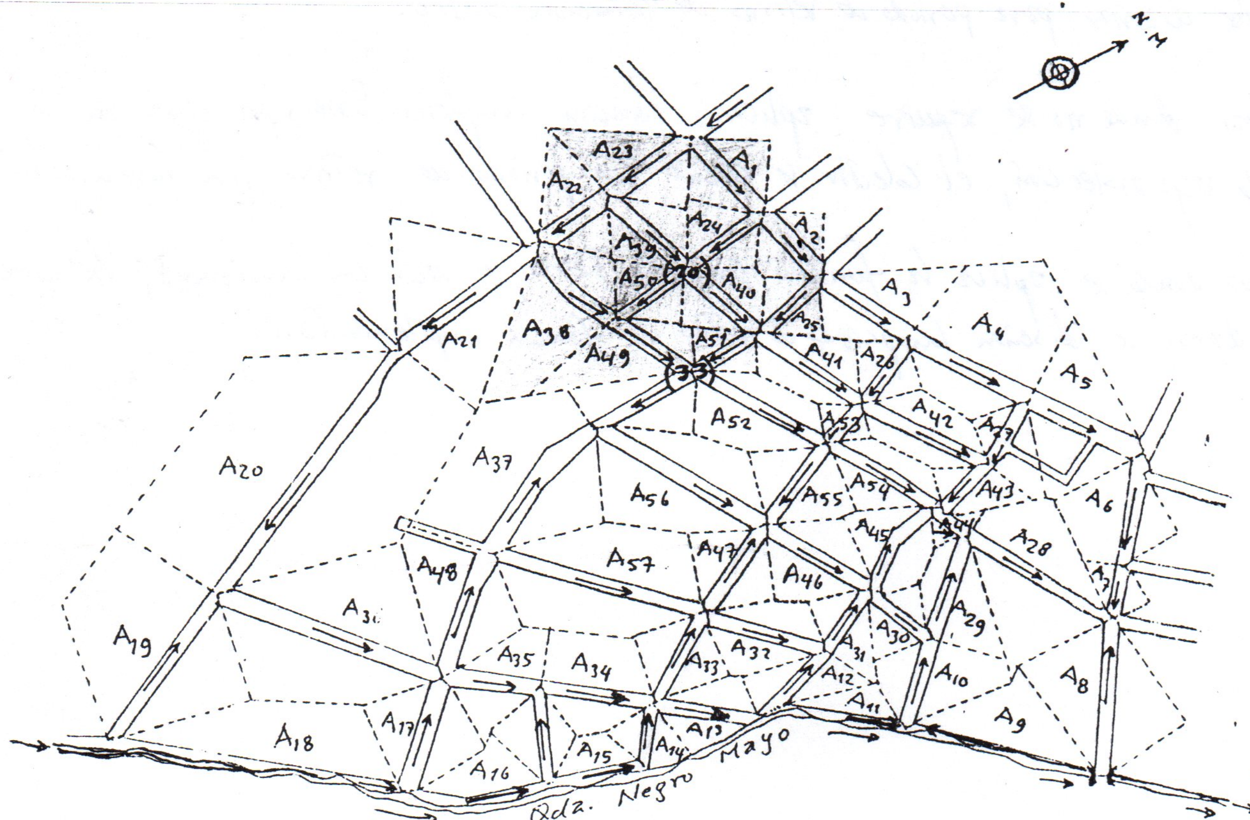


FIG. N° 39 AREAS TRIBUTARIAS PARA HALLAR LOS CAUDALES Q.

B) Cálculo de los caudales $Q_{(i)}$ en puntos de descarga.

En el plano a cada intersección de calles se le asigna un número , en calidad de punto de descarga.Es probable que en una intersección de dos calles concurran los caudales según los casos siguientes:

- Llega un caudal Q'_1 por una calle de fuerte pendiente y un caudal Q'_2 por la calle transversal de menor pendiente que la primera.En este caso el 30% de Q'_1 pasa de frente, el 70% de Q'_1 se va por la transversal, el 70% de Q'_2 pasa de frente y el 30% de Q'_2 se desvía a la calle de fuerte pendiente. Ver Fig.N° 40.a

- Llega un caudal acumulado Q'_1 por una calle con pendiente mayor que la transversal. En este caso el 30% de su valor pasa de frente y el 70% se reparte en la dirección transversal (supuestamente de manera equitativa en sentidos contrarios). Ver Fig. N° 40.b

- Llegan: Q'_1 (en fuerte pendiente), Q'_2 y Q'_3 (en suave pendiente). En este caso el caudal es la suma de los tres caudales, en dirección de la calle de fuerte pendiente. Ver Fig. N° 40.c

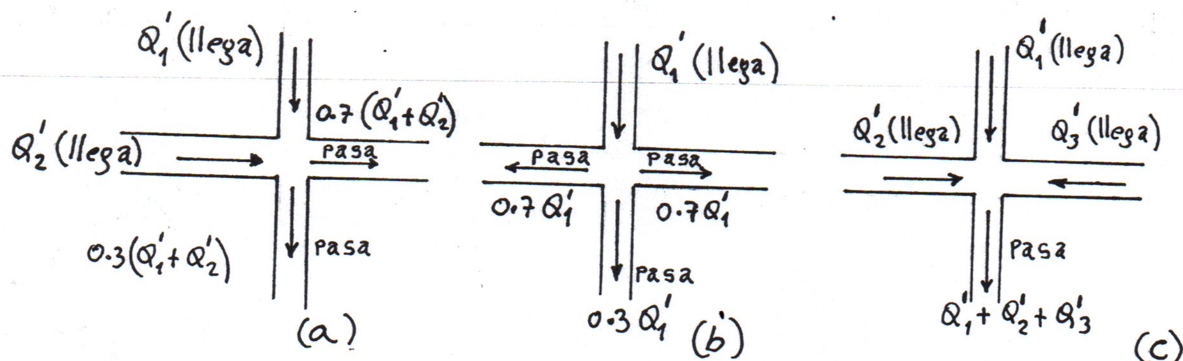


FIG. N°40 CRITERIO DE DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES

Observando el sentido del flujo en las diferentes calles en las Figs. N° 38 y N°39 , se deduce que el agua de escorrentía superficial se concentra en la Av. Argentina y la Av. La Paz. Las calles de mayor pendiente tienen dirección Nor- Este .Según las figuras N°38, N°39 y N°40, a manera de ilustración, el caudal acumulado en el punto (20) estará dado por :

$Q_{(20)} = 0.7\ Q_1 + 0.3\ Q_{23} + Q_{24} + Q_{39}$

El caudal acumulado en el punto (33) estará dado por:

$Q_{(33)} = Q_1 + 0.7Q_2 + 0.7\ Q_{25} + Q_{51} + Q_{23} + 0.3\ Q_{22} + Q_{38} + Q_{49} + Q_{24} + 0.7\ Q_{40} + Q_{39} + Q_{50}$

En las dos expresiones anteriores, Qi es el caudal de escorrentía superficial del área Ai, para un período de retorno T dado (ver tabla N°14). $Q_{(i)}$ es el caudal acumulado en el punto de descarga (i) considerado. Obsérvese que en el perímetro del área total de cualquier $Q_{(i)}$ existen puntos por donde se permite la salida de caudales parciales de acuerdo al criterio dado en la figura N° 40.

En la figura N° 39 se ha sombreado el área total de drenaje del caudal acumulado $Q_{(33)}$ y no se ha considerado ingreso de caudales de las áreas adyacentes por haberse supuesto aislada la zona en estudio. Las experiencias , según Bolinaga, recomiendan aislar zonas de 50 a 100 hectáreas.

Por sus características actuales y las que posiblemente se materialicen en los próximos 30 años, al sector en estudio del ejemplo N°8 le corresponde un período de retorno de 3 años y un coeficiente de escorrentía de 0.85.

TABLA N°14. CAUDALES SEGÚN EL METODO RACIONAL DEL EJEMPLO N°8

.i	Ci	Ii	Ai	Qi
Sub -índice	Adimensional	(mm/hr)	(ha)	(m3/s)
1	0.85	75	0.32	0.06
2	0.85	82	0.25	0.05
22	0.85	77	0.31	0.06
23	0.85	71	0.44	0.07
24	0.85	73	0.19	0.03

25	0.85	77	0.17	0.03
38	0.85	75	0.63	0.11
39	0.85	80	0.24	0.04
40	0.85	80	0.25	0.05
49	0.85	85	0.37	0.07
50	0.85	77	0.16	0.03
51	0.85	70	0.14	0.02

Las intensidades de la tabla N°14 se han obtenido de la familia de curvas Intensidad- Frecuencia-Duración de la Fig. N° 41 . Con los caudales estimados de la tabla N°14 , el caudal acumulado en el punto 20 de la Fig. N° 38 resulta ser Q(20) = 0.133 m3/s y el caudal acumulado en el punto 33 resulta ser Q(33) = 0.539 m3/s.
Durante los meses de fuertes precipitaciones en la Ciudad de Cajamarca, las calles que tienen suave pendiente (< 1%) se inundan rápidamente (entre 10 y 15 minutos de iniciada la lluvia), observándose profundidades de agua hasta de 25 cm, las que se mantienen entre 15 a 30 minutos, período de tiempo promedio en el cual se paralizan las actividades de los peatones; sin embargo algunos están obligados a cruzar las calles inundadas adquiriendo enfermedades de resfrío por mojarse en el agua. Las personas que prefieren esperar hasta que baje el nivel de aguas a veces no tienen tanta suerte debido a la salpicadura de las aguas cuando se desplazan los vehículos. Hay tormentas complejas que se producen en la cuenca del río San Lucas y la cuenca de la quebrada Negro Mayo, sin olvidar las inundaciones provocadas por estos y otras quebradas ubicadas en la zona de expansión urbana.

2.3.4. CAPACIDAD HIDRÁULICA DE LA CALLE

Durante una tormenta de fuerte intensidad, las calles con suave pendiente se inundan. Debe permitirse la inundación de dichas calles, cada T años (T: período de retorno para la función complementaria); debido a esto, sabiendo qué caudal hidrológico se prevé en el extremo de aguas abajo de un tramo de calle (ó cuadra), es necesario determinar el caudal capaz de transportar la sección de la calle asumiendo que el flujo es normal. Generalmente en calles que aún están sin pavimentar, es fácil concebir la geometría concerniente al drenaje, considerando como secciones típicas las presentadas en las figuras N°42 y N° 43 u otra asumida por el proyectista. En cualquier caso, la altura de la vereda es una variable asociada con la facilidad de abrir las puertas de los vehículos cerca de las veredas, la facilidad de salvar el desnivel por parte de ancianos y niños al cruzar la calle, etc. Una vez definida la altura de la vereda y el tipo de pavimento, se tiene la suficiente información para calcular la capacidad hidráulica de la calle.

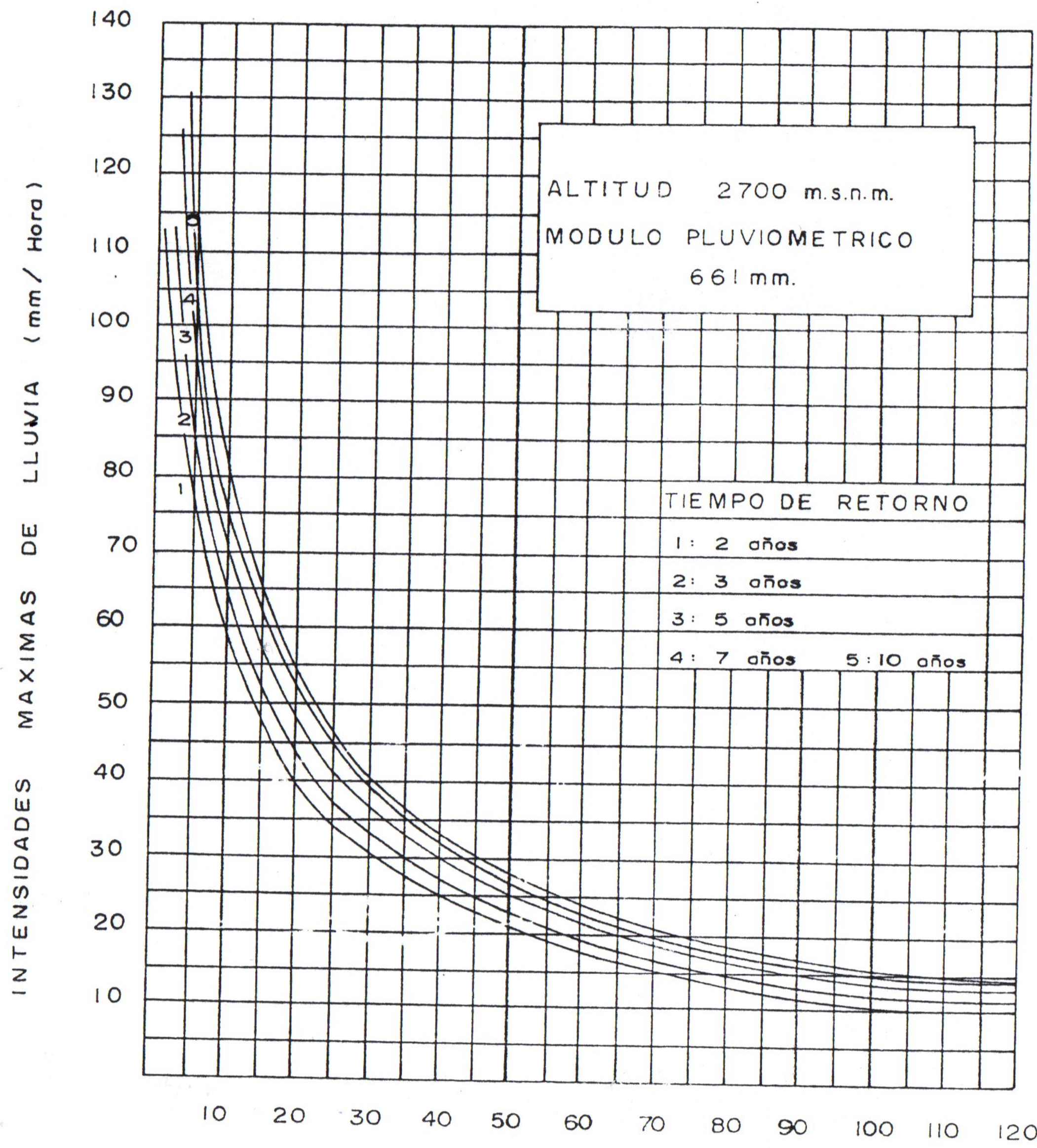


FIG. N° 41. curvas de intensidad y duración en la Estación A. Weberbauer (Cajamarca)

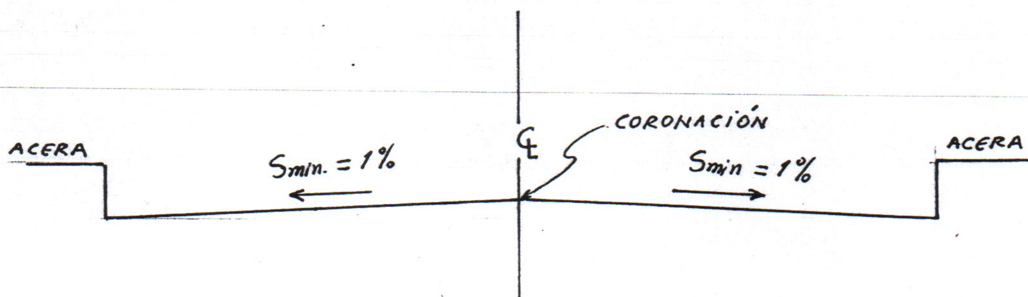


FIG. N°42 SECCION RECOMENDABLE PARA CALLE CON ANCHO MENOR QUE 8 M.

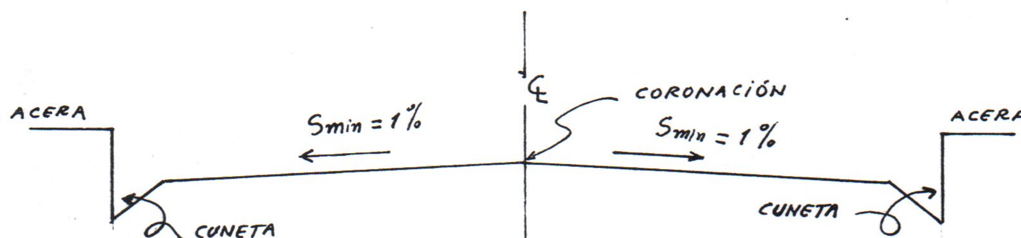


FIG. N°43 SECCIÓN RECOMENDABLE PARA CALLE CON ANCHO MAYOR QUE 8 M.

Tomando en cuenta la mitad de la sección de una calle típica como de la figura N° 42 (geométricamente sería un trapecio similar a la figura N°45), es posible determinar su capacidad asumiendo que el agua alcanza el borde de la acera. La pendiente transversal Sx , puede tener valores desde 1% hasta 3%. Para facilitar el cálculo del caudal se asume que la mitad de la calle tiene forma triangular tal como se indica en la figura N° 44. La fórmula de Izzard es muy útil en estos casos.

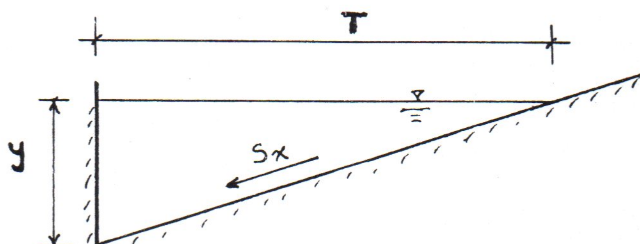


FIG. N°44 SECCIÓN PARA LA FÓRMULA DE IZZARD

Fórmula de Izzard:

$$Q = 0.00175\left(\frac{Z}{n}\right) S_o^{1/2}\, y^{8/3}$$

Q = Caudal, en lt/seg.
$Z = 1/S_x$
Y = profundidad del agua en el brocal, en centímetros.
S_o = pendiente longitudinal de la calle.
n = coeficiente de rugosidad de Manning.

Para el caso de calles con pendiente transversal nula, se recurre a la fórmula de Manning, correspondiente a un conducto rectangular muy ancho, poco profundo, cuya expresión es:

$$Q = \frac{b}{n} y^{5/3} S_o^{1/2}$$

donde "b" es el ancho de la calle y los otros símbolos fueron descritos anteriormente.

EJEMPLO N°9.

Chequear la capacidad hidráulica de una calle de la figura N° 45 (mitad de la sección) para los siguientes datos:

- Acera y pavimento de concreto
- Pendiente longitudinal = 0.5%
- Ancho de calle = 8.00 m
- Pendiente transversal = 1.0%
- Altura de acera = 20 cm
- Se permite inundación de 20 cm porque no es calle principal y está en zona de baja densidad poblacional.

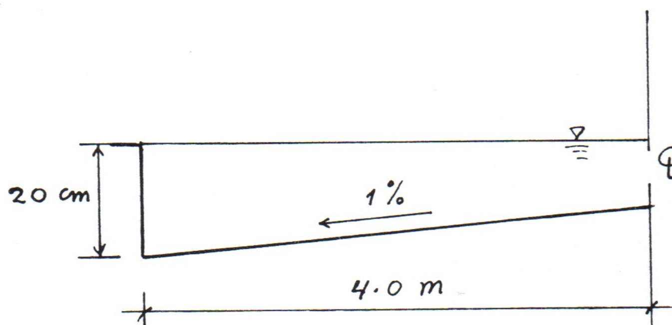


FIG- N° 45 MITAD DE SECCIÓN DE CALLE

Consiste en calcular el caudal "Q" que puede conducir la sección de 8.00 m de ancho, sabiendo que el agua llega hasta el borde de la vereda. Entonces, para la mitad de la sección el caudal se determinará con la siguiente relación :

$$\frac{Q}{2} = Q_t - Q_f$$

donde:

Q_t : caudal calculado para la sección hipotética (ver figuras N° 44 y N° 46)

Q_f : caudal en exceso de la sección hipotética, triangular (ver figura Nº 47). En dicha figura, la profundidad "y" se halla por semejanza de triángulos.

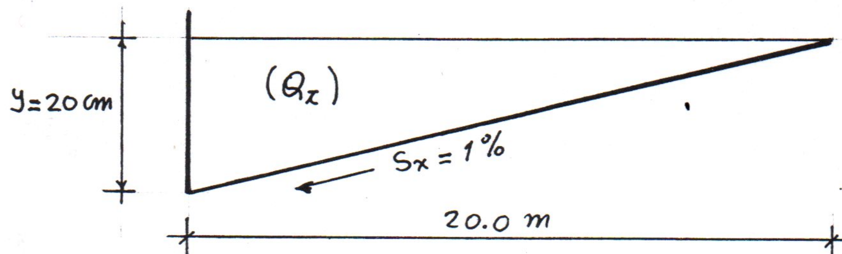


FIG. Nº 46 SECCIÓN HIPOTÉTICA DEL EJEMPLO Nº 9

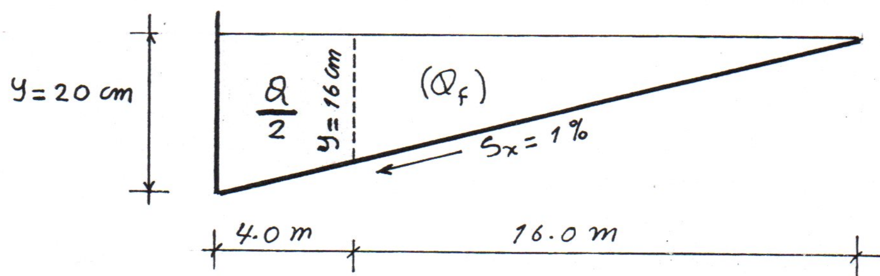


FIG. Nº 47 MITAD DEL CAUDAL DEL EJEMPLO Nº 9

Tanto Q_t como Q_f se determinan con la fórmula de Izzard.

Luego:

$Z = 1/ 0.01 = 100$

$$Q_t = (0.00175)(\frac{100}{0.016})(20)^{8/3}(0.005)^{1/2}$$

$Q_t = 2279.4$ lit /seg.

$$Q_f = (0.00175)(\frac{100}{0.016})(16)^{8/3}(0.005)^{1/2}$$

$Q_f = 1257.2$ lit/seg.

$Q = 2(2279.4 - 1257.2) = 20444.4$ lit/seg.

La capacidad de la calle será $Q = 2.044\ m^3/s$.

La capacidad de la calle se compara con el caudal de escorrentía en el punto de descarga considerado. Si la escorrentía supera la capacidad de la calle, se dice que el agua desbordará sobre la vereda; por lo cual se necesitará aumentar la capacidad ya sea incluyendo cunetas o un colector en caso de que las primeras no sean suficientes.
Realizando estos cálculos en diferentes puntos de descarga de la zona en estudio, se podrán ubicar en el plano los puntos desde donde se trazará la red de colectores.

En calles con pendiente longitudinal mayor igual que 1% el problema no es el desborde de las aguas, sino la velocidad del flujo. Al convertirse la calle en un canal, la velocidad del flujo como máximo será aquella no erosionable; por lo tanto, en pavimentos flexibles se adoptará 2.5 m/s y en pavimentos rígidos 3.5 m/s. La capacidad de estas calles consiste en calcular el caudal para la profundidad de agua, permitida de acuerdo a la zona, y luego verificar que la velocidad no supere la erosiva. Si aún no alcanza la velocidad máxima y la capacidad es menor que la escorrentía, se deberá proyectar cunetas o un colector, con la finalidad de garantizar la profundidad de agua deseada.

EJEMPLO Nº 10

Chequear la capacidad hidráulica de una calle en un punto de descarga para los siguientes datos:

- Acera de concreto.
- Pavimento flexible.
- Caudal de escorrentía en el punto de descarga = 2.63 m^3/s.
- Ancho de la calle = 12 m.
- Pendiente longitudinal = 2.5%
- Pendiente transversal = 1%
- Inundación permitida = 7.0 cm (Calle con mediano tráfico vehicular, transporte pesado, zona de mediana densidad poblacional, año 2002. Ver figura Nº 38, cuadra sombreada).

SOLUCION

Primero se halla el caudal tal como en el ejemplo Nº 9.

$$Q_t = (0.00175)\left(\frac{100}{0.016}\right)(7)^{8/3}(0.025)^{1/2}$$

$Q_t = 310.1$ lit /seg.

$$Q_f = (0.00175)\left(\frac{100}{0.016}\right)(1)^{8/3}(0.025)^{1/2}$$

$Q_f = 1.7$ lit/seg.

Q = 2(310.1 – 1.7) = 616.8 lit/seg.

La capacidad de la calle será Q =0.617 m^3/s. Sin embargo, la escorrentía es mayor.

La velocidad:
V = Q/A

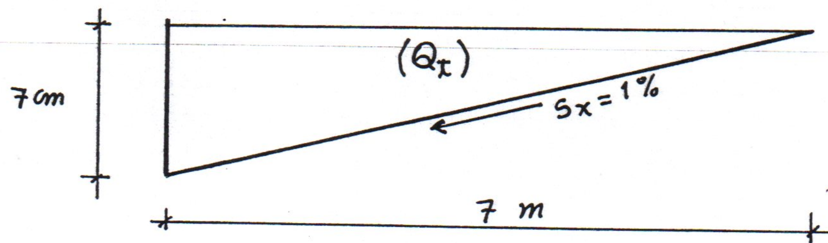


FIG. Nº 48 SECCIÓN HIPOTÉTICA DEL EJEMPLO Nº 10

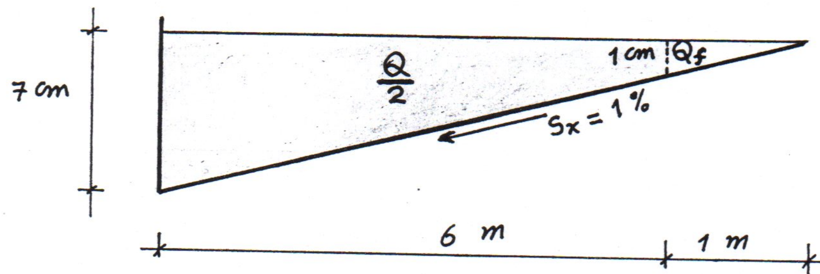


FIG. Nº 49 MITAD DEL CAUDAL DEL EJEMPLO Nº 10

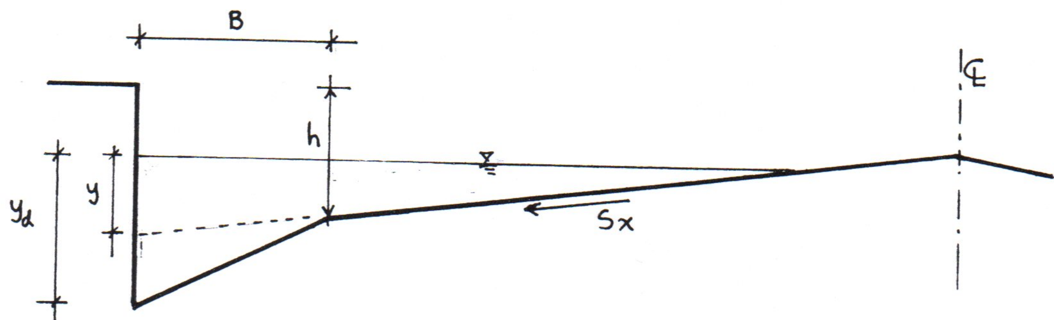


FIG. Nº 50 AUMENTO DE CAPACIDAD DE UNA CALLE

Donde A es el doble del área, trapezoidal (sombreada en la figura Nª 49).

$$V = \left(\frac{0.07 + 0.01}{2}\right)(6) = 0.48m^2$$

$$V = \frac{0.617}{0.48} = 1.3m/s$$

Velocidad aceptable por ser menor que 2.5 m/s; pero es posible aumentar la capacidad de la calle incluyendo cunetas.

2.4 CUNETAS

En la figura Nº 50 se aprecia la inclusión de una cuneta; en ésta, la profundidad " y_d" depende de la inundación permitida "y", del talud, de la cota de fondo de la cuneta tomando en cuenta las instalaciones de servicio de agua, desagüe, teléfono, etc. El talud de la cuneta dependerá del ancho superficial "B" que permita a los peatones cruzarla con un paso de 60 cm a 80 cm. El desnivel "h" equivale a la altura de acera tratada en al acápite 2.3.4. Si las cunetas no satisfacen la igualdad de la escorrentía con la capacidad, se deberá proyectar un colector .

La forma de las cunetas generalmente es triangular, aunque en algunos casos la sección semicircular tiene sus ventajas, especialmente en zonas de estacionamiento.
En las figuras Nº 51, Nº52 y Nº 53 se muestra la disposición de cunetas.

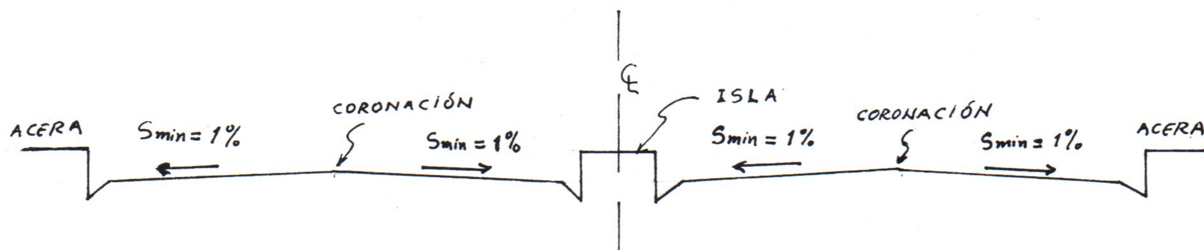


FIG. Nº 51 SECCIÓN TÍPICA DE UNA CALLE CON DOS VÍAS

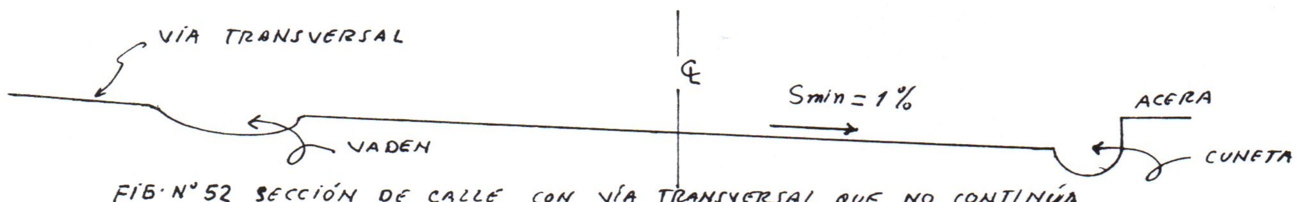


FIG. Nº 52 SECCIÓN DE CALLE CON VÍA TRANSVERSAL QUE NO CONTINÚA

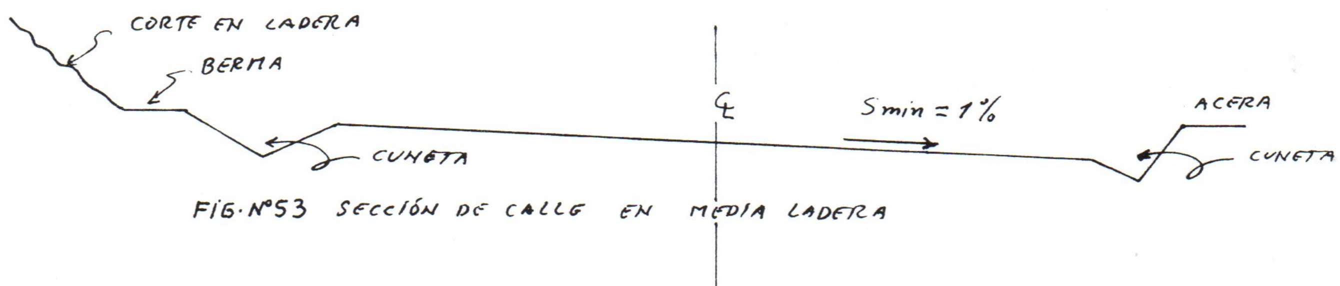


FIG. Nº53 SECCIÓN DE CALLE EN MEDIA LADERA

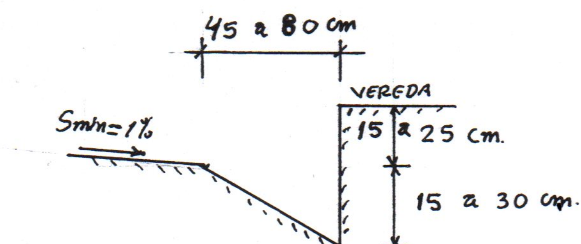


FIG. N°54 MEDIDAS PRÁCTICAS DE CUNETAS

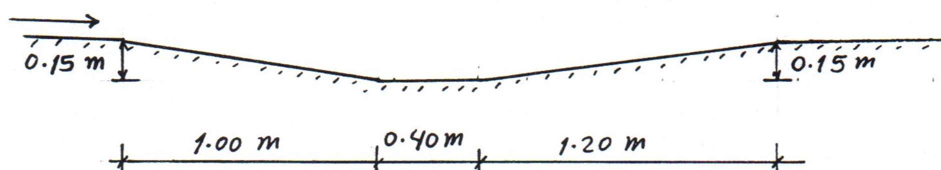


FIG. N°55 MEDIDAS PRÁCTICAS DE UN VADÉN



Características de la zona urbana del ejemplo N° 8 (Jr. Alfonso Ugarte)

Existe un caso particular consistente en el cruce del agua a través de una calle, mediante un vadén cuyas dimensiones prácticas se aprecian en la figura Nº 55.

Es recomendable que la mínima pendiente de las cunetas sea 0.5%.

EJEMPLO Nº 11

Aumentar la capacidad de la calle del ejemplo Nº 10.

SOLUCION

Primero consiste en plantear las dimensiones apropiadas de las cunetas. Una guía práctica se presenta en la figura Nº 54.
De acuerdo a la figura Nº 56 se tiene una sección (para mitad de calle) compuesta por un trapecio A1 y un trapecio A2. Se mantiene un ancho de inundación de 6.0m como condición del ejemplo Nº 10.

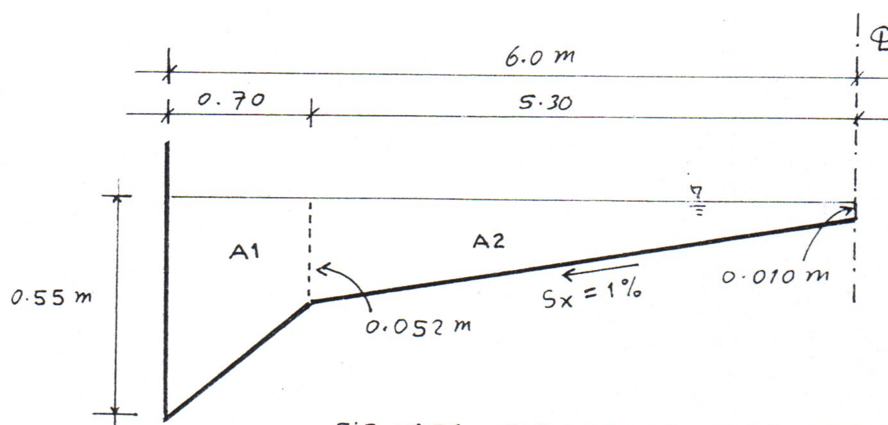


FIG. Nº 56 MITAD DE LA CALLE DEL EJEMPLO Nº 11

Luego:

$$\frac{Q}{2} = \frac{A}{n}(R)^{2/3}(S_0)^{1/2}$$

A = A1 + A2 = 0.37 m^2
R = 0.055 m ; n = 0.016, S_0 = 0.025
Q = (2) (0.63) = 1.06 m^3/s (capacidad de la calle menor que la escorrentía)

$$V = \frac{1.06}{2x0.37} = 1.43 m/s$$ (velocidad no erosiva)

La capacidad de la calle aún sigue siendo insuficiente de acuerdo a las condiciones del ejemplo Nº 10. Si no se permite mayor inundación en profundidad será necesario plantear un colector con sumideros.

2.5 COLECTORES

Se hace necesaria la ubicación de un colector de drenaje pluvial, a partir del lugar donde la capacidad de la calle es inferior al escurrimiento superficial.
Una vez establecido los puntos de inicio de los diferentes colectores, debe procederse a trazar en el plano del área en estudio la red de ellos. Existirán casi siempre un buen número de posibilidades para cuya definición se pueden adoptar los siguientes criterios:
- Utilizar calles, viejos lechos de quebradas y, en general, todas aquellas rutas que reduzcan las expropiaciones y faciliten el mantenimiento.
- Hacer coincidir , en principio, la ruta de los colectores de mayor tamaño en las calles de menor cota.
- Tratar de concentrar los escurrimientos en un solo colector lo más rápidamente posible.
- El ancho insuficiente de algunas calles, puede impedir la construcción de colectores de alta capacidad hidráulica.
- La existencia de servicios de saneamiento y energía pueden impedir el paso de colectores o en cualquier caso obliga un aumento de costos.
- La pendiente longitudinal de los colectores debe hacerse coincidir con los del terreno o calle.
- Si los colectores son sub-superficiales (tipo alcantarilla), su coronamiento de ubicarse 100 cm (mínimo) por debajo de la cota del terreno o calle.

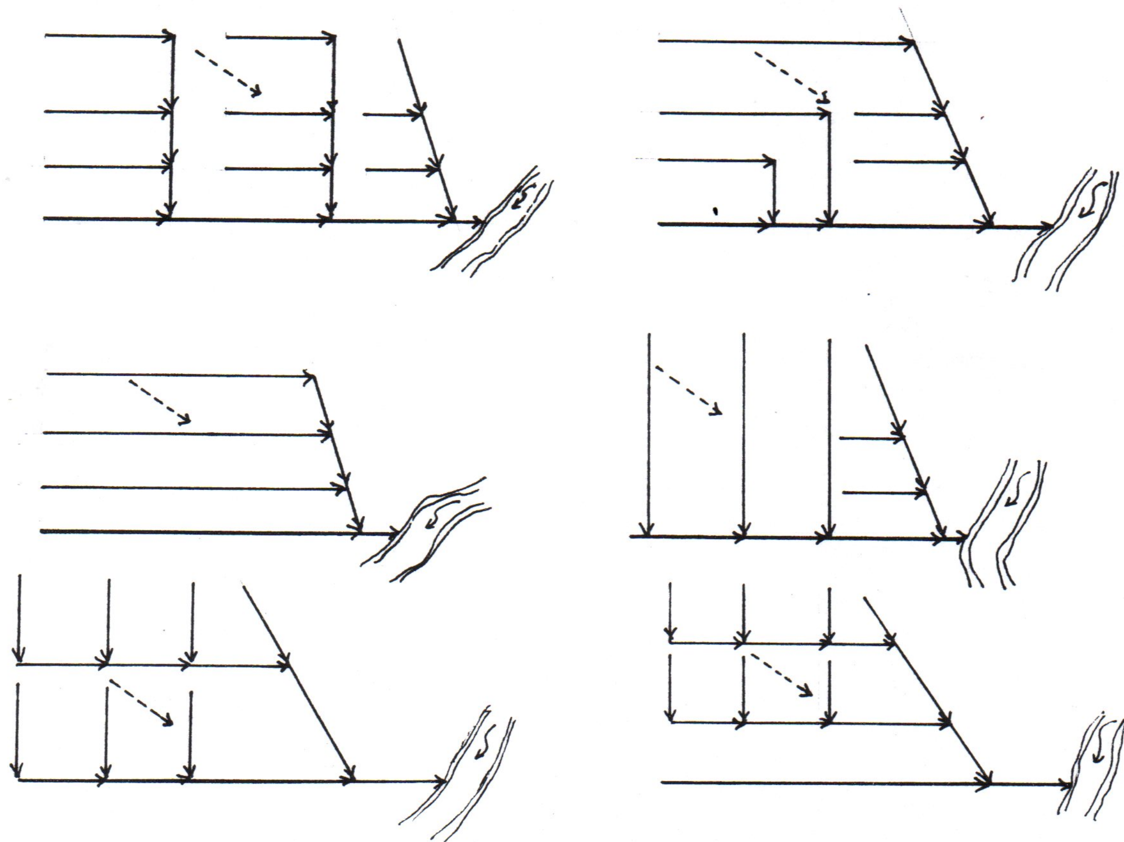
2.5.1 ESQUEMAS DE REDES DE COLECTORES

Dependiendo de las recomendaciones dadas anteriormente acerca de la ruta de los colectores y de la topografía de la ciudad, pueden adoptarse los siguientes esquemas según la Figura Nº 57. Un caso especial de trazado de colectores es el de aquellas zonas donde ya existen drenajes secundarios, cuya capacidad sea insuficiente. En este caso, es conveniente realizar un estudio de comparación de alternativas entre reemplazar la red existente o complementarla o emplear soluciones mixtas.

2.5.2 CAUDAL DE DISEÑO DE LOS COLECTORES

Si se utiliza el método Racional para determinar el caudal de un colector, recuérdese que puede atravesar zonas de diferentes períodos de retorno; luego, el período de retorno del colector se escoge siguiendo el siguiente principio: " El mayor período de retorno "T" (menor riesgo) predomina a partir del lugar donde el colector reciba las aguas del área o de otro colector, a los cuales les corresponda ese período de retorno".

En la figura Nº 58 "T" es el período de retorno de las áreas tributarias de los colectores y Ⓣ es el período de retorno que le corresponde a cada colector. Por ejemplo los tramos $P_3 - M$, y $P_4 - N$ tienen período de retorno 7 años; el tramo $N - P_5$ tiene período de retorno 10 años.



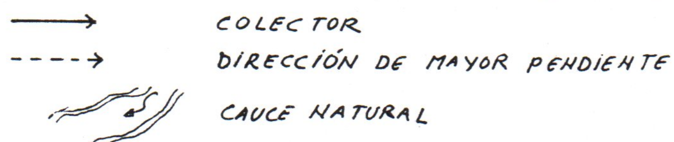


FIG. Nº 57 ALGUNOS ESQUEMAS DE RED DE COLECTORES

→ COLECTOR

- - -> DIRECCIÓN DE MAYOR PENDIENTE

CAUCE NATURAL

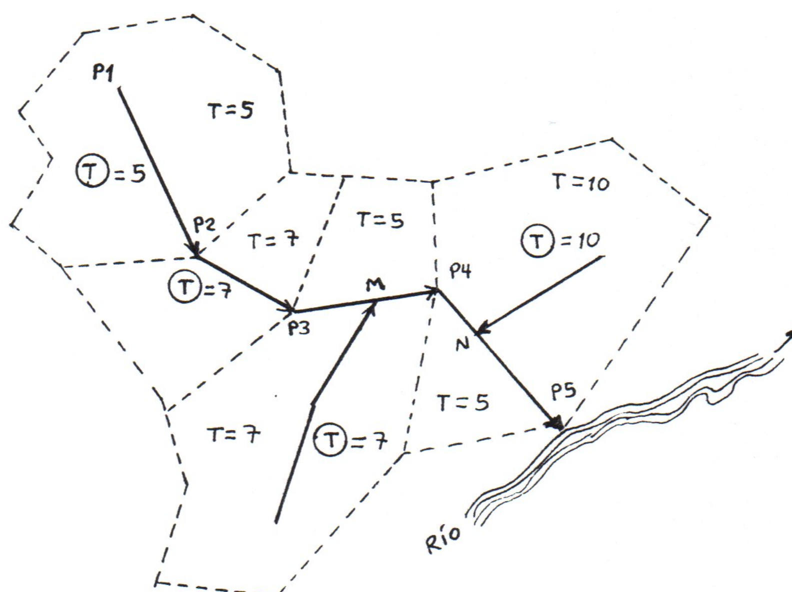
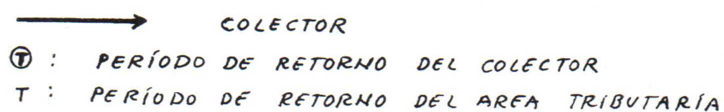


FIG. Nº 58 EJEMPLO PARA ESCOGER EL PERÍODO DE RETORNO DE COLECTORES



→ COLECTOR

Ⓣ : PERÍODO DE RETORNO DEL COLECTOR

T : PERÍODO DE RETORNO DEL AREA TRIBUTARÍA

2.6 SUMIDEROS

La ubicación de los sumideros para calles y avenidas por construir, se hará tomando en cuenta dos criterios generales:

- Evitar en lo posible los punto bajos de aguas estancadas.
- Concebir la distribución del escurrimiento superficial lo más uniformemente en todas las calles, concentrándolo en las calles bajas.

Los sumideros se distribuyen a lo largo de cada colector, entendiéndose que no todo el caudal de la calle ingresa al colector; pues siempre habrá una parte del caudal en las cunetas.

2.6.1 PROYECTO DE SUMIDERO
2.6.1.1 LOCALIZACIÓN.

Consiste en ubicar y darles dimensiones a las entradas que conectan el drenaje superficial con el secundario y el primario, según fuere el caso. Estas entradas son estructuras fundamentales de un sistema de drenajes, pues de su buen funcionamiento depende la eficiencia de él. La mayoría de ellas se conocen como sumideros, pero existen otras, en especial de entrada a conductos abiertos.

a. **PROCEDIMIENTO GENERAL.-** La localización de las entradas de los excesos de aguas a los colectores, está gobernada por la función complementaria, pero deberá comprobarse para la función básica. El criterio fundamental consiste en colocar un sumidero o entrada cuando la capacidad del drenaje superficial es insuficiente, dicho criterio sería:

1. Determinar los gastos escurridos partiendo de las divisorias de aguas y de acuerdo a las áreas tributarias respectivas. Esta determinación puede hacerse generalmente aplicando el método racional, pues rara vez en estos casos son excedidos sus limites de aplicabilidad. Estos gastos se comparan con las capacidades de las respectivas calles, colocándose los primeros sumideros, cuando sean iguales. Las capacidades de las calles corresponden a los limites de inundación aceptables para función complementaria.

2. Se calcula el gasto captado o interceptado, de acuerdo al tipo de sumidero, y por diferencia con el escurrimiento total en la calle, los gastos que sobrepasan los primeros sumideros.

3. En forma similar el punto 1, se calculan los gastos de las áreas tributarias aguas debajo de los primeros sumideros y se les agrega los gastos que sobrepasaron a los situados aguas arriba. En realidad el gasto que sobrepasan un sumidero sufre amortiguación y desfasamiento en su tránsito hacia aguas abajo; pero salvo que la distancia entre sumideros sea muy grande, este efecto puede despreciarse. Cuando las suma de caudales indicada, iguale la correspondiente capacidad de la calle, se ubican los segundos sumideros y así sucesivamente.

Con frecuencia, resulta práctico y conveniente efectuar el proceso anterior suponiendo un sumidero tipo de dimensiones constantes y determinar la separación entre ellos.

b. LOCALIZACIÓN FINAL.- Existe un serie de reglas adicionales de localización general, las reduzca la pendiente longitudinal de las calles, justo antes de puentes y terraplenes y preferiblemente antes de los cruces de calles o de pasos de peatones.

Los criterios anteriores, unidos a la localización general, permiten realizar la localización final. Sin embargo para este último paso es importante tener en cuenta un conjunto de recomendaciones adicionales, aunque en muchos casos ellas sólo puedan llevarse a la práctica durante la etapa de construcción.

1. Analizar el esquema geométrico de cada calle, particularmente su sección transversal, de tal forma de decidir si se debe o no poner un sumidero en cada lado o sólo en el lado bajo. Este análisis es importante en calles antiguas o repavimentada; es decir, donde el drenaje superficial es deficiente.

2. En las intersecciones de calles, y en especial cuando deba impedirse el flujo transversal, pueden crearse pequeñas depresiones con aguas estancadas, de manera de garantizar la completa captación de las aguas.

3. No localizar sumideros donde interfieran con otros públicos, como son las tanquillas de electricidad y de teléfonos.

4. La existencia de árboles cercanos a la vía, particularmente aquellos con rices superficiales, pueden perturbar significativamente la eficiencia de interceptación del sumidero.

c. FUNCIONAMIENTO BASICO.- Una vez localizados todos los sumideros de un sistema de drenaje para su funcionamiento complementario, debe comprobarse su operación para la función básica. Esta comprobación puede traer como resultado la necesidad de aumentar la capacidad y el número original de sumideros y entradas, si ocurre lo siguiente.

1. Cuando no haya alternativa de acciones preventivas suficientes, y sea necesario aumentar la capacidad de los colectores del drenaje secundario.

2. Cuando se necesita dar acceso directo del escurrimiento superficial a los drenajes primarios.

En ambos casos, los sumideros no necesitan tener dimensiones ni ser ubicados para captar el gasto de proyecto de la función básica, sino de tal forma que impidan que las cotas de inundación superen las establecidas siguientes:

PARA LA FUNCIÓN BÁSICA

(Para evitar daños a propiedades y personas)

Altura máxima en las calles y avenidas 15 ó 20 cm según el tipo de brocal.
En áreas verdes, tales como parques, pueden admitirse alturas mayores a los 15 ó 20 cm,

La altura máxima no debe ser mayor que la necesaria para que un vehículo de emergencia pueda transitar, siendo del orden de 50 cm.; en cualquier tipo de vía terrestre.
En calles de fuerte pendiente, la altura máxima puede estar limitada por la velocidad de las aguas que pueda aceptarse, sin poner en peligro la vida de personas o la seguridad de los vehículos. En este sentido, no debería admitirse velocidades en exceso de 1m/s, cuando la altura de agua es superior a 10 cm. Analizar el remanso que provocan la presencia de puentes.

PARA LA FUNCION COMPLEMENTARIA

(para evitar molestias al tráfico de personas y vehículos)

Aceptar un ancho máximo de inundación de 3 m., que corresponde a la longitud transversal normal de un canal de circulación con pendiente transversal de 2%.

Para pendiente transversal menores de 2%, tomar como altura máxima de 6 cm.

Cuando exista flujo superficial normal o casi normal al eje de la vía, el cual se presenta por lo general en vías con sección transversal sin coronamiento, la altura de flujo no debe exceder los 5 cm en calles locales, y no se debe admitir en la vialidad arterial ni en la distribuidora.

En zonas inundables se pueden admitir alturas hasta de 15 cm en calles locales, pero nunca mayor que la altura del brocal. En la vialidad arterial y distribuidora, no debe admitirse más de 5 y 10 cm. respectivamente.
En parques y zonas recreacionales la altura de inundación permitida no debe fijarse de una

manera numérica general; pero puede adaptarse el criterio de admitir zonas inundables, que no impidan el desalojo de las personas o al menos les permitan llegar cómodamente a lugares de resguardo.

En estacionamientos se pueden admitir hasta 10 cm., siempre y cuando existan caminos altos de acceso a los automóviles, y 5 cm., cuando no. En los jardines de edificaciones y viviendas, parece apropiarse un valor máximo de 10 cm. siempre que la elevación de la edificación lo permita.

En las figuras N°59 y N° 60 se muestra la ubicación de sumideros.

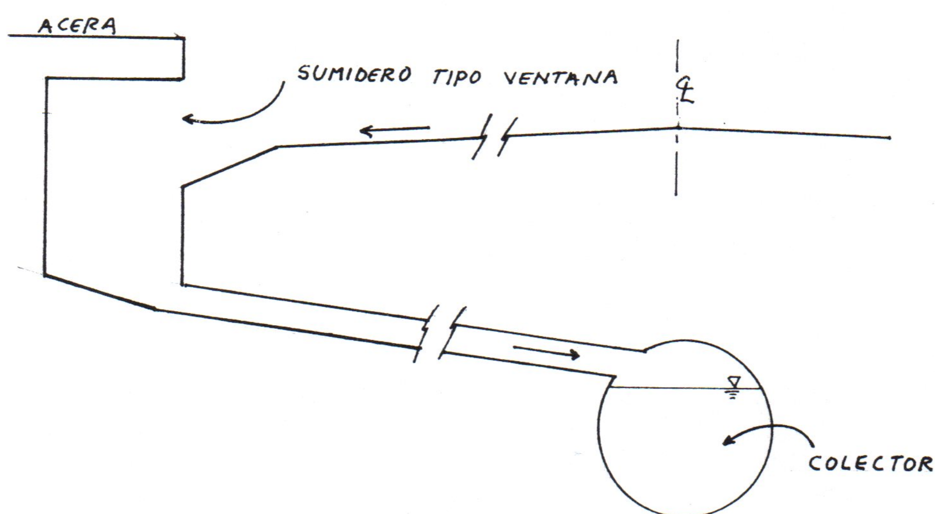


FIG. N° 59 COLECTOR SUB SUPERFICIAL Y SUMIDERO

2.6.1.2 TIPOS DE SUMIDEROS

En general, se pueden dividir los sumideros y entradas en cuatro tipos sumideros de ventana, de rejas, mixtos y especiales

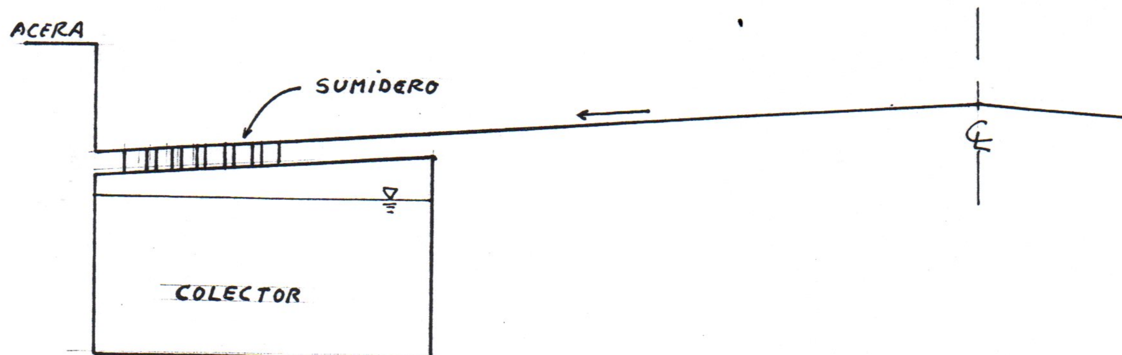


FIG. N° 60 COLECTOR SUPERFICIAL Y SUMIDERO

A). SUMIDERO DE VENTANA.- Consiste en una abertura a manera de ventana practicada en el brocal o cara vertical de la acera, generalmente deprimida con respecto al brocal – cuneta o, si este no existe, a la calzada propiamente dicha. El sumidero posee, además de la ventana un canal lateral de desagüe, una tanquilla de recolección y una tubería de conexión con el colector respectivo.

La longitud de este tipo de ventanas puede ser de 1.50 m, 3.00m y 4.50m. y con una depresión mínima de 2.5 cm. en la figura N°61 se da la información sobre sus dimensiones más importantes.

El funcionamiento hidráulico de este sumidero es ineficiente, en particular cuando no existe la depresión o él está ubicado en calles de pendiente pronunciada. Su mayor ventaja radica en su poca interferencia con el tránsito de vehículos; pero son costosos y tienen facilidad de captación de sedimentos y desperdicios, por lo que no deben usarse en áreas productoras de ellos.

Las siguientes pautas son de utilidad para decidir el empleo de este tipo de sumidero:

1. Utilizarlo preferiblemente cuando su eficiencia sea al menos de un 75% lo cual puede ocurrir para pendientes longitudinales inferiores al 3% y anchos de inundación de menos de 3.00m.

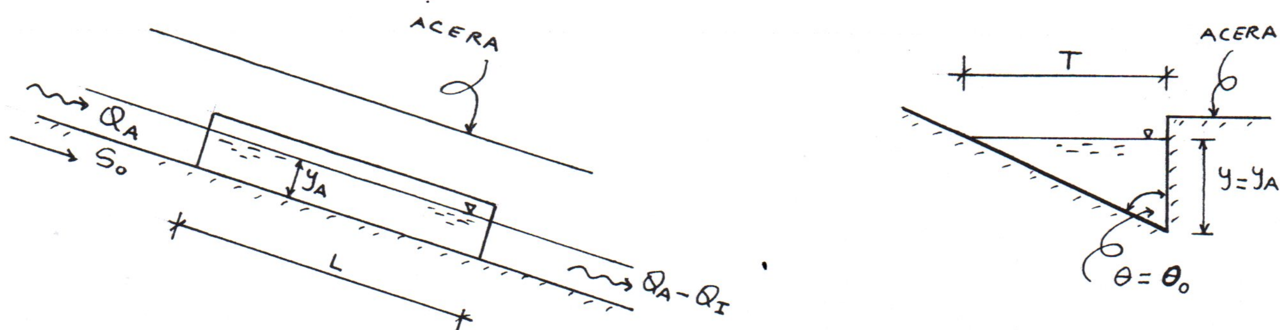
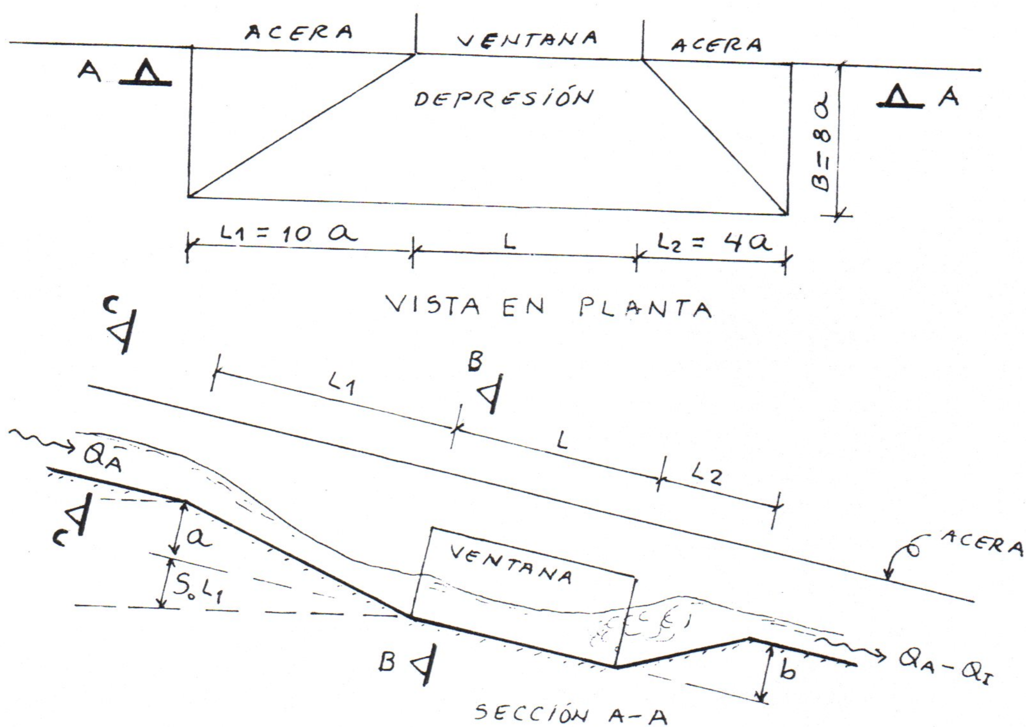
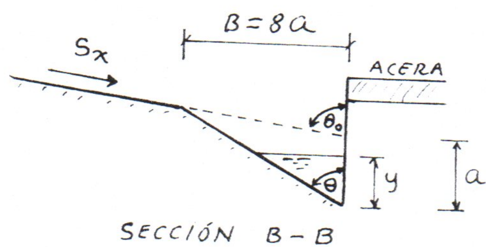
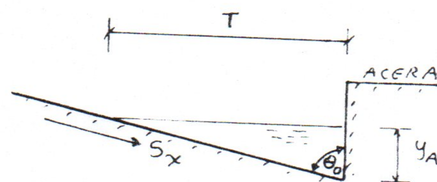


FIG. Nº 61 SUMIDERO SIN DEPRESIÓN DE VENTANA







SECCIÓN C-C

FIG. Nº 62 SUMIDERO CON DEPRESIÓN DE VENTANA

2. Darle la primera prioridad, por razones viales, a su utilización en vías arteriales y distribuidoras.

3. Es recomendable, tanto para sumideros en calzadas como en puntos bajos, suponer como área efectiva el 80% del área neta de la ventana.

4. No emplearlos cuando se tengan indicios de que existe la posibilidad de acarreo cuantioso de sedimentos y desperdicios.

TIPO DE FLUJO.- Dentro de los regímenes no uniformes, tiene especial significación en drenaje urbano el denominado especialmente variado, que es aquel en el cual existe un aumento o disminución constante del gasto de sección a sección.

Por consiguiente , las condiciones del flujo en el sumidero están caracterizadas por una derivación lateral de parte de todo el gasto que proviene de la vía.

Además, la condición hidráulica de un sumidero de ventana localizada en un punto bajo de la vía, equivale a un vertedero de cresta ancha, o bien a la descarga a través de un orificio, dependiendo de ello de la altura de agua en el sector de concentración de los gastos.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE UN SUMIDERO DE VENTANA

La capacidad de un sumidero de ventana depende principalmente de los siguiente factores:

1. Condiciones del flujo de aproximación, expresadas por el gasto Q_A, y la profundidad en el brocal y_A, a su vez interrelacionados por la geometría de la vía, su pendiente longitudinal So y rugosidad K.

2. Longitud de la ventana L.

3. Para un mismo gasto Q_A y haciendo referencia a un sumidero de longitud L, su capacidad de captación Q_I disminuye con la pendiente longitudinal de la vía, puesto que y_A se hace menor y, por lo tanto se reducen las cargas hidráulicas que inducen al alivio lateral.

4. Especificado Q_A, L y So, la capacidad de los sumideros de ventana aumenta con incrementos de la pendiente transversal de la vía.

Se ha determinado experimentalmente que el gasto Q_l interceptado por un sumidero de ventana sin depresión puede expresarse mediante la relación simplificada:

$$k = \frac{Q_l}{L\, y_A \sqrt{g\, y_A}}$$

donde K depende sólo de la pendiente transversal de la calzada Sx. Para valores de Sx de 8%, 4% y 2%, k resultó ser 0.23, 0.20 y 0.20, respectivamente. La ecuación puede aplicarse con seguridad hasta un valor de $V_A / \sqrt{g\, y_A}$ igual a 3, correspondiente al límite superior ensayado.

EJEMPLO N° 12

En un sumidero de ventana sin depresión, se tiene los siguiente datos: QA = 100 lps, n = 0.15, So = 0.022, Sx = 2%. Se requiere determinar la longitud del sumidero de ventana necesario para captar el 30% del gasto de aproximación.

SOLUCION:

Se sabe que $Q = 0.00175 \left(\frac{1}{S_x\, n} \right) S_o^{1/2}\; y^{8/3}$

Donde "Q" está en litros por segundo y "y" en centímetros.

Reemplazando datos:

$$100 = 0.00175 \left(\frac{1}{0.02\, x\, 0.015} \right) (0.022)^{0.5}\; y^{8/3}$$

De donde:

$y_A = 5.8$ cm.

El área del flujo será

$$A_A = y_A \frac{T}{2}$$

Pero: $T = \frac{y_A}{Sx}$

Reemplazando valores:

$$T = \frac{5.8\, cm}{0.02} = 290\, cm = 2.90\, m$$

$$A_A = \frac{5.8}{100} x \frac{2.90}{2} m^2 = 0.0841\, m^2$$

La velocidad del flujo será:

$$V_A = \frac{Q_A}{A_A}$$

$$V_A = \frac{100\,x10^{-3}}{0.0841}\ m/s = 1.02\ m/s$$

Para k = 0.20 y sabiendo que $Q_I = 0.3\ Q_A$, se calcula L según

$$L = \frac{Q_I}{K\ y_A \sqrt{g\ y_A}}$$

Reemplazando valores:

$$L = \frac{0.3\ x\ 100\ x\ 10^{-3}}{0.2\ x\ \frac{5.8}{100}\sqrt{9.81\ x\ \frac{5.8}{100}}} = 3.4m$$

B). CASO DE SUMIDERO DE VENTANA CON DEPRESIÓN

Experimentalmente se determinó que la capacidad QI del sumidero se podrá expresar mediante la ecuación:

$$K + C = \frac{Q_I}{L\ y_o \sqrt{g\ y_o}}$$

donde K es el parámetro definido en el caso de los sumideros sin depresión. El valor de C viene determinado por la expresión siguiente, donde y_A y V_A corresponden al flujo de aproximación: y y V

$$C = \frac{0.45}{1.12^M}$$

donde:

$$M = \frac{L\ F^2}{a\tan\theta}, \qquad F^2 = \frac{V_A^2}{g\ y_A}$$

Estas ecuaciones deben aplicarse sólo para condiciones dentro de los límites de los resultados de los experimentos; sin embargo, fue tal la amplitud de ello, que las ecuaciones anteriores son válidas para la mayoría de las situaciones prácticas. Debe mencionarse que la longitud L_1 debe ser por lo menos 10 veces la profundidad de la

depresión "**a**". Igualmente, las ecuaciones se han obtenido con la longitud de la transición aguas abajo $\mathbf{L_2}$ igual a cuatro veces la depresión "**a**". Ver la figura Nº 62.

EJEMPLO Nº 13

Determinar la capacidad de interceptación de un sumidero de ventana deprimido con las características siguientes:

a = 9.0 cm.
L = 3.0 m.
L_1 = 90 cm. = (10) (a)
L_2 = (4) (a) = 36 cm.

B = (8) (a) = 72 cm.

T = 3.0 m.
So = 0.035
Sx = 0.015
n = 0.016

$$\frac{1}{S_x} = \text{Tan}\,\theta o = 66.67$$

SOLUCION:

Se procederá a determinar el porcentaje de gasto interceptado para una pendiente longitudinal de vía So = 0.035

El valor de $$Y_A = \frac{T}{Tan\theta_0} = \frac{3}{66.67} = 4.5\ cm.$$

$$Tan\ \theta_0 = \frac{1}{S_x} = \frac{1}{0.015} = 66.67$$

$$A_A = \frac{1}{2}x\ 0.045\ x\ 3 = 0.07m^2$$

El gasto Q_A y la velocidad V_A del flujo de aproximación se calculan mediante la fórmula de Izzard.

$$Q_A = (0.00175)\left(\frac{66.67}{0.016}\right)(4.5)^{8/3}\ (0.035)^{1/2}$$

$$Q_A = 75.7\ lit\ /\ seg$$

$$V_A = \frac{75.7\ x10^{-3}}{0.07}\ 1.08\ m\ /\ s \quad ; \quad \frac{V_A^2}{2g} = 0.06m.$$

Según la figura Nº 63. la energía específica del flujo de aproximación será:

$$H_A = y_A + \frac{V_A^2}{2g} = 0.045 + 0.06 = 0.105\ \text{m.}$$

Hallando Tan θ :

$$Tan\theta = \frac{B}{\frac{B}{Tan\theta_0} + a} = \frac{72}{\frac{72}{66.67} + 9.0} = 7.14$$

La energía específica en la sección de entrada a la ventana, inmediatamente aguas arriba será:

$Ho = H_A + a$
$Ho = 0.105 + 0.09 = 0.195$ m.

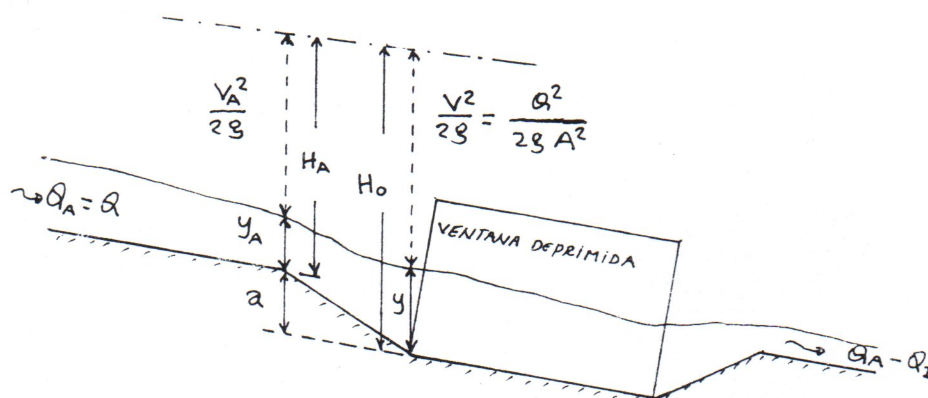


FIG. N°63 CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO DEL EJEMPLO N° 13

$Ho = 0.195 = y + \frac{Q^2}{2g\ A^2}$ .Esta es la ecuación de la energía que se resuelve por aproximaciones sucesivas, en la cual se han despreciado las pérdidas de energía.

Para el caso en que:

Si $y \leq \frac{B}{Tan\theta_0}$; $A = \frac{1}{2} y^2\, Tan\,\theta$

$y \leq \frac{0.72}{66.67} = 0.011$

En este caso, para estos valores de **y**, no se cumple la ecuación de la energía.

Para el caso en que:

Si $y > \frac{B}{Tan\theta_0}$; $A = \frac{1}{2}\left[aB + (y - a)^2\, Tan\theta_0\right]$

La ecuación de la energía cumple para $y = 0.12$ m.; por lo que:

A = 0.0624 m^2 ; V= 1.21 m/s

Entonces,

$$F^2 = \frac{V^2}{gy} = 2\left(\frac{H_0}{y} - 1\right)$$

$$F^2 = 2\left(\frac{0.195}{0.12} - 1\right) = 1.25$$

La cantidad Q_l del sumidero está dado por:

$$k + C = \frac{Q_l}{L\, y \sqrt{gy}}$$

$$C = \frac{0.45}{1.12^M} \quad ; \quad M = \frac{L\, F^2}{a\, Tan\theta}$$

$$M = \frac{3\, x\, 1.25}{0.09x7.14} = 5.84$$

$$C = \frac{0.45}{(1.12)^{5.84}}\ 0.23$$

Para K se tomará el valor 0.20, luego:

$Q_l = (3)\,(0.12)\ \sqrt{9.81\,x\,0.12}\ \ (0.20\ +0.23)\ = 0.168\ m^3/s$

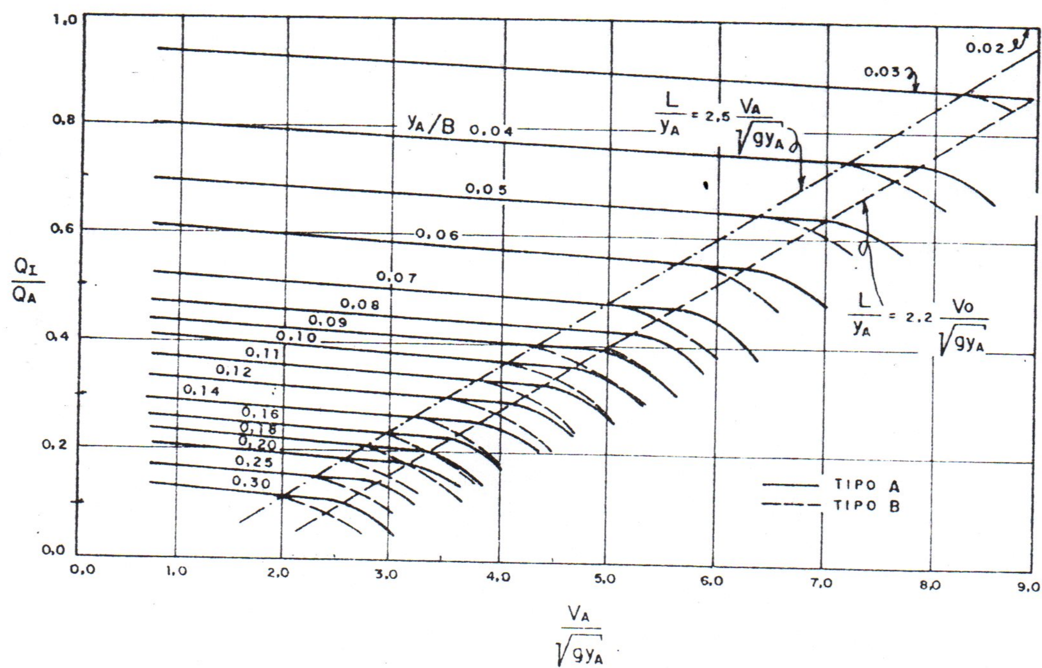
Q_l = 168 lps ; que será capaz de derivar el sumidero.

C). SUMIDEROS DE REJA

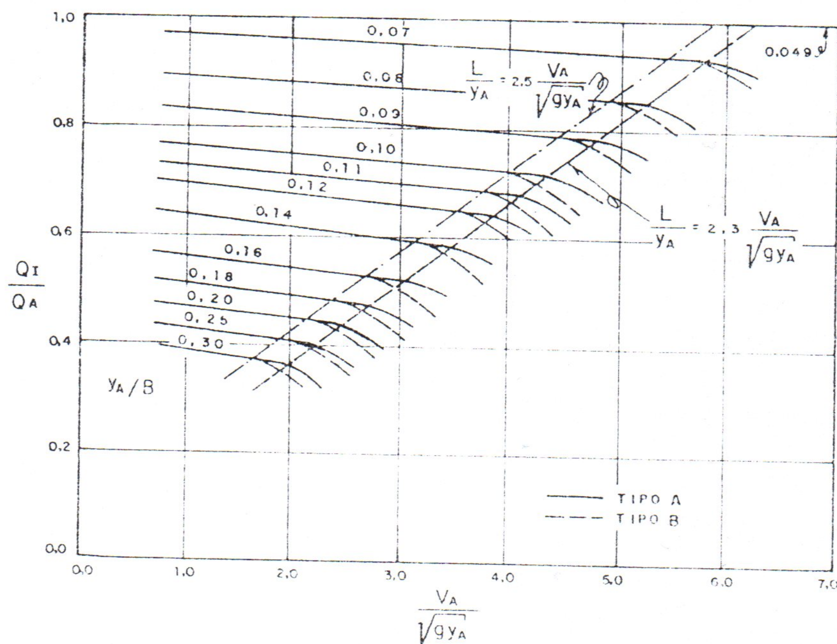
El agua que fluye por la vía es interceptada mediante una reja constituida por pletinas metálicas separadas por una distancia tal, que , sin resultar objetable para el tráfico, permita una máxima captación del escurrimiento.

El cálculo de la capacidad de este tipo de sumidero se basa en un método aplicable a rejas con barras o pletinas longitudinales, es decir, paralelas a la dirección del flujo y sin depresión. Ver figura N°65

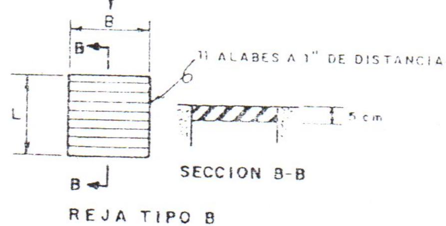
EJEMPLO N° 14
Determinar las dimensiones de un sumidero de reja y el gasto interceptado, para los siguientes datos: Reja tipo A.



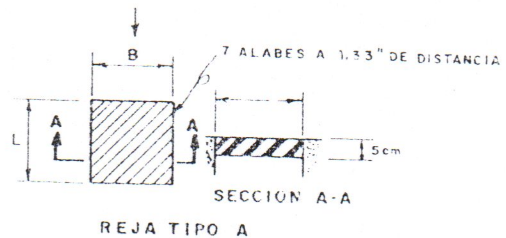
a) REJAS EN VIAS CON PENDIENTE TRANSVERSAL $S_x = 2\%$



b) REJAS EN VIAS CON PENDIENTE TRANSVERSAL $S_x = 5\%$



REJA TIPO B



REJA TIPO A

FUENTE: REFERENCIA (7)

FIG. N°65 FUNCIONAMIENTO DE LOS SUMIDEROS DE REJAS CON BARRAS ALABEADAS

T = 2.50 m; y_A = 0.07 m. ; So = 0.05 ; n = 0.015 ; B = 50 cm. y Sx = 0.02

SOLUCION :
Aplicando la fórmula de Izzard se obtiene

$$Q = 0.00175 \left(\frac{1}{n\ S_X} \right) S_0^{1/2}\ \ y^{8/3}$$

$$Q = 0.00175 \left(\frac{1}{0.015\,x\ 0.02} \right)\ (0.05)^{0.05}\ \ (7)^{2.67}$$

Q_A = 235.4 l.p.s.

$$V_A = \frac{Q_A}{A_A}$$

$$A_A = y_A\ \frac{y_A}{2S_X}$$

$$A_A = 0.07\,x\ \frac{0.07}{0.02x2} = 0.123m^2$$

$$V_A = \frac{235.4\,x\,10^{-3}}{0.123} = 1.91\,m/s$$

$$\frac{V_A}{\sqrt{gy_A}} = \frac{1.91}{\sqrt{9.81\,x\,0.07}} = 2.30$$

Con el valor adimensional 2.30 se ingresa a la gráfica (a) de la figura N° 65 hasta cortar a la curva Y_A/B = 0.14

$$\frac{y_A}{B} = \frac{0.07m}{0.50m} = 0.14$$

De la figura N° 65 se obtiene $\frac{QI}{A_A} = 0.27$

Q_I = 0.27 x 235.4 = 63.6 l.p.s.

La intersección del valor 2.30 con la curva 0.14 cae en la región cuya expresión es

$$\frac{L}{y_A} = 2.5 \frac{V_A}{\sqrt{g\ y_A}}$$

Reemplazando se obtiene:

L = 0.07 x 2.5 x 2.30 = 0.403 m

Luego:
L = 0.40 m. ; valor mínimo que debe emplearse.

BIBLIOGRAFIA

1.- Drenaje Urbano. Juan Bolinaga. Editorial INOS, Caracas 1979.
2.- Manual del Ingeniero Civil. Frederick Merritt. Editorial Mc Graw-Hill. México 1985.
3.- Fundamentos de Hidrología de Superficie. Francisco Aparicio. Editorial Limusa, México 1990.
4.- Zonificación Urbana de la Ciudad de Cajamarca, por riesgos de inundación. F. Huamán, S. Mujica, L. Gálvez. UNC , Perú 1992.
5.- Estudio hidrológico aplicado al drenaje de carreteras. F. Huamán, F. Alva. UNC, Perú 1999.

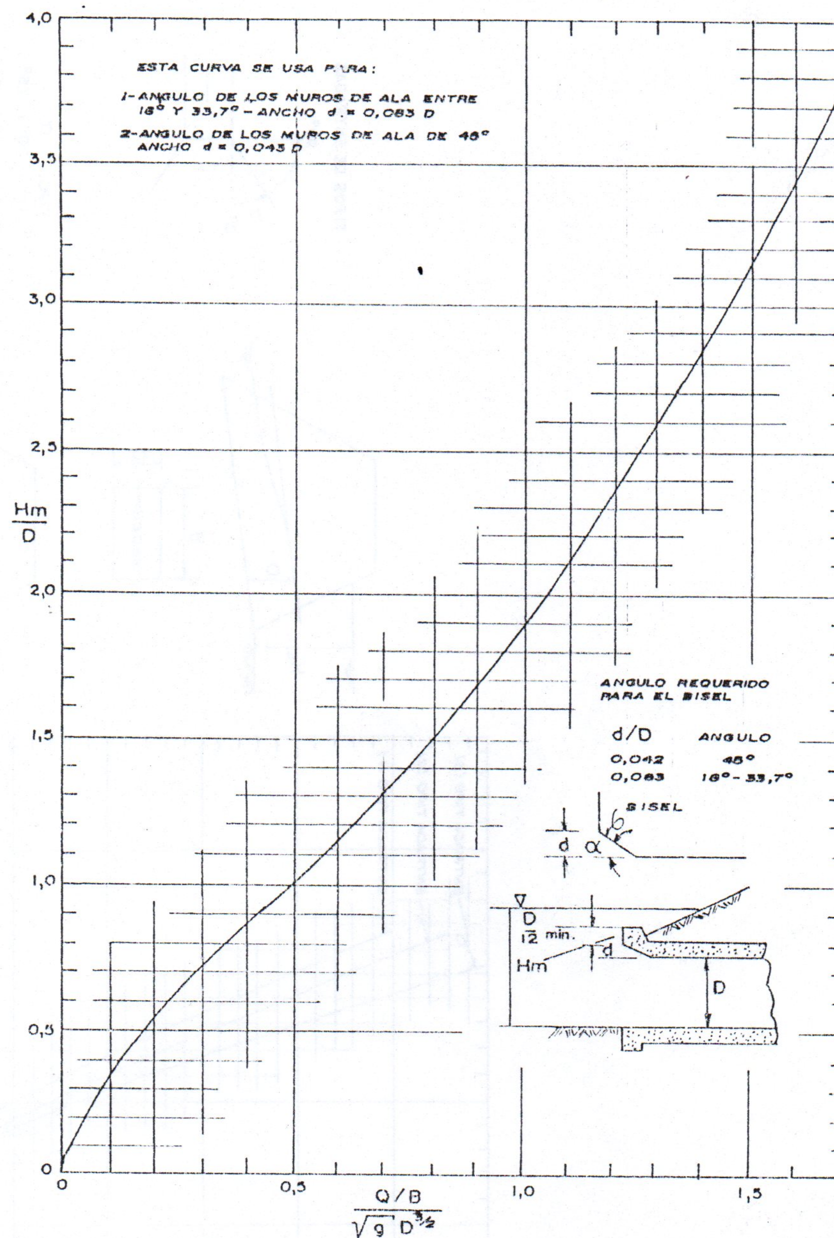
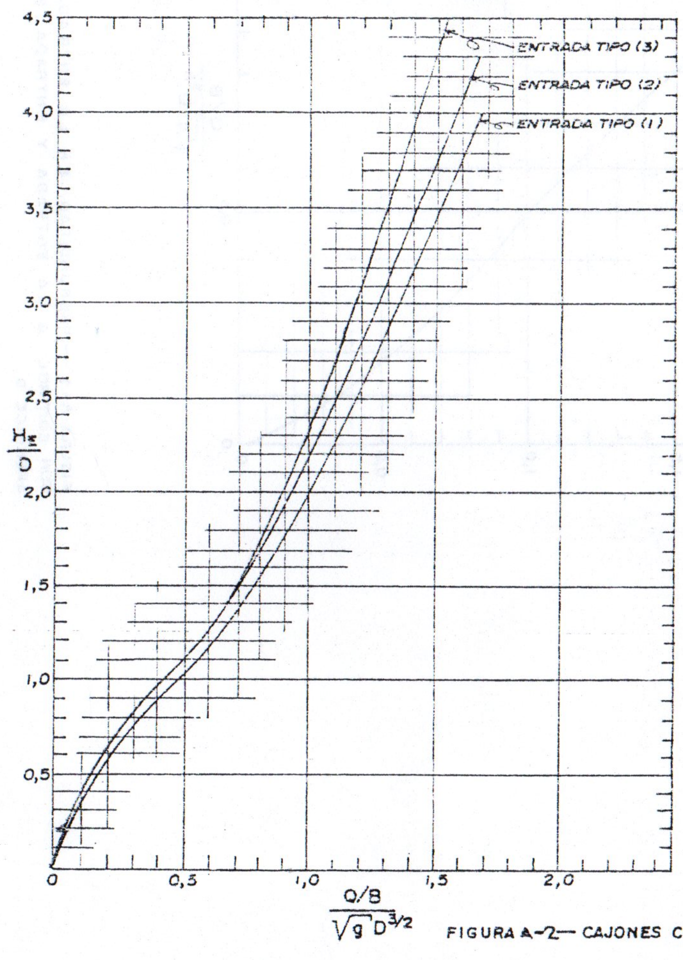
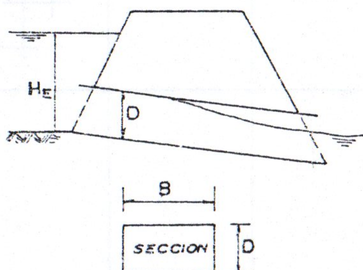
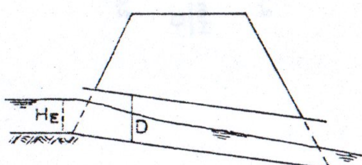


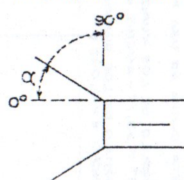
FIGURA A-1 — PROFUNDIDAD EN LA ENTRADA PARA CAJONES RECTANGULARES CON CONTROL A LA ENTRADA Y ENTRADA BISELADA EN LA PARTE SUPERIOR

APENDICE 9



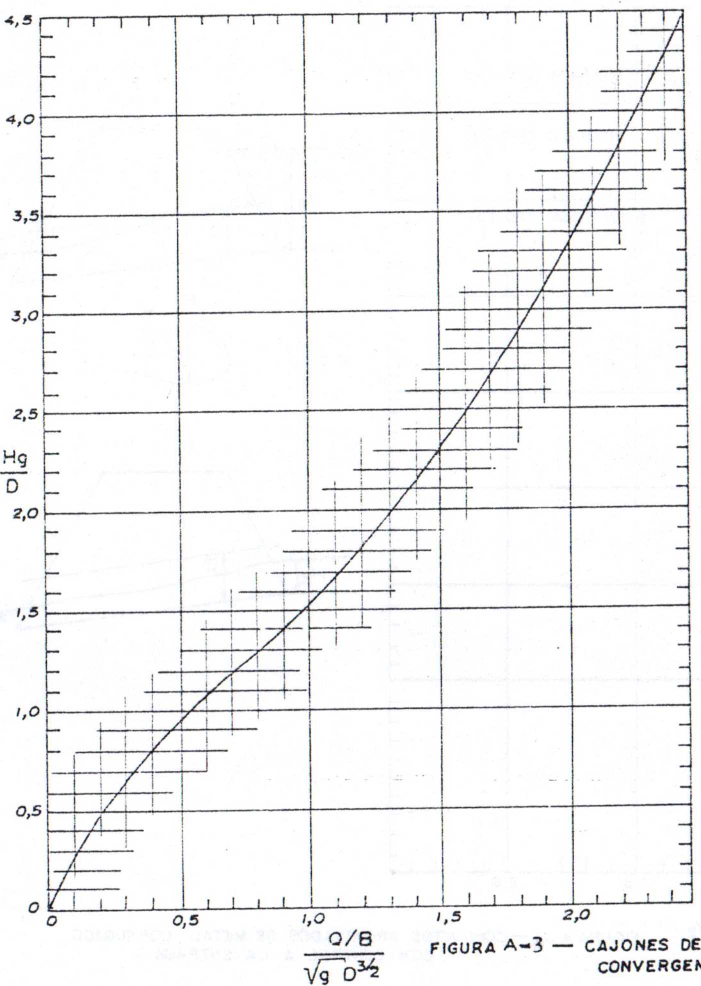


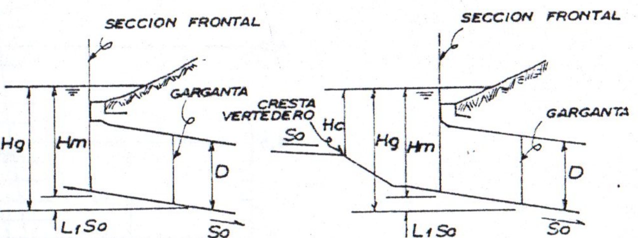


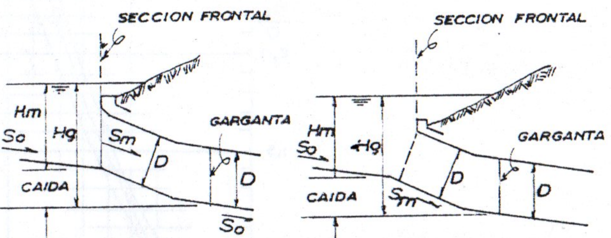


TIPO	α
(1)	30° a 75°
(2)	90° a 15°
(3)	0°

FIGURA A-2— CAJONES CON CONTROL A LA ENTRADA

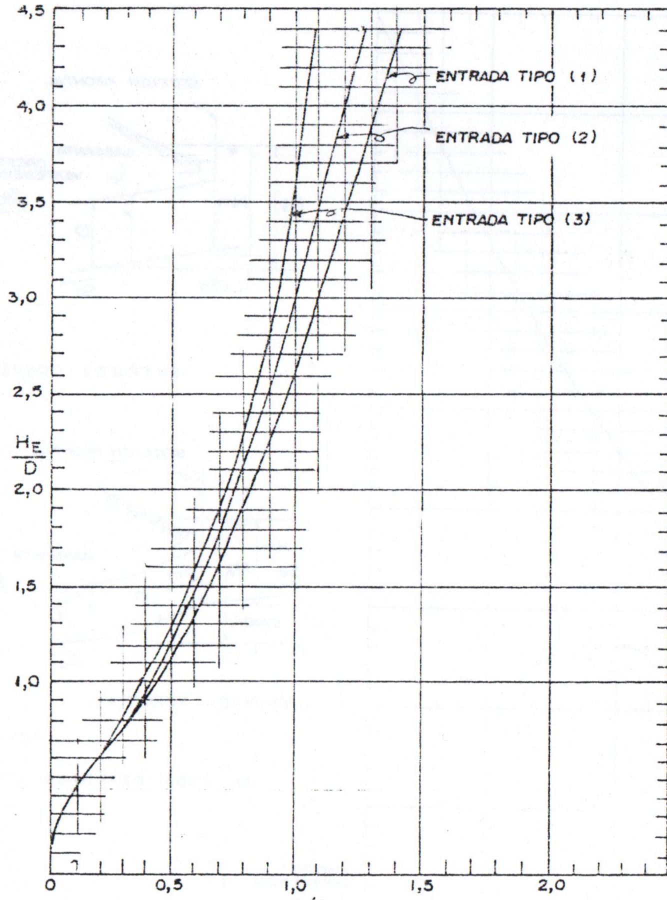






FUENTE REFERENCIA (1)

FIGURA A-3 — CAJONES DE CONCRETO CON ENTRADA DE PAREDES CONVERGENTES CON CONTROL EN LA GARGANTA



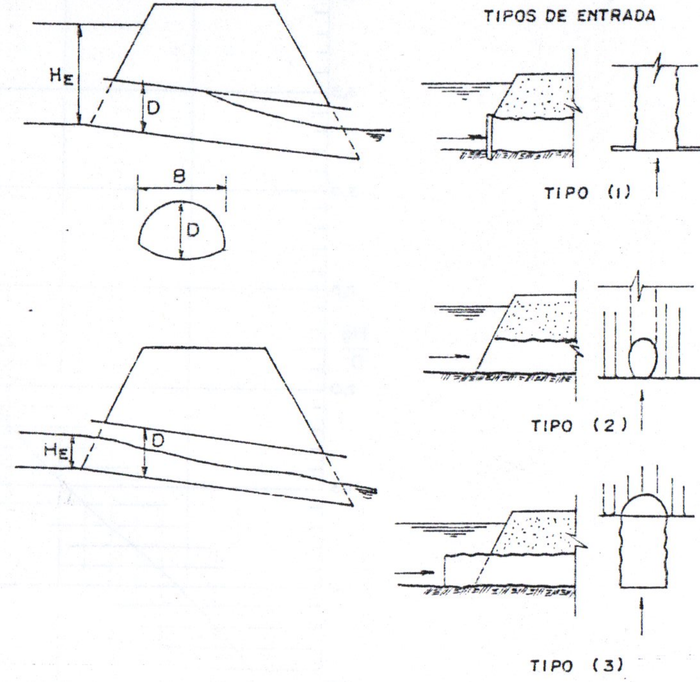
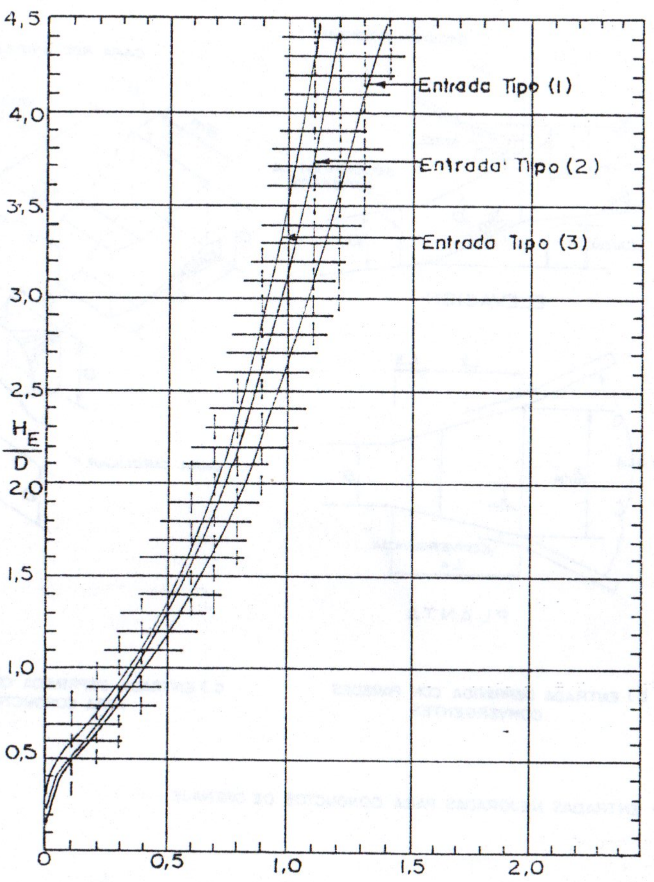


FIGURA A-4 — CONDUCTOS ABOVEDADOS DE METAL CORRUGADO CON CONTROL A LA ENTRADA



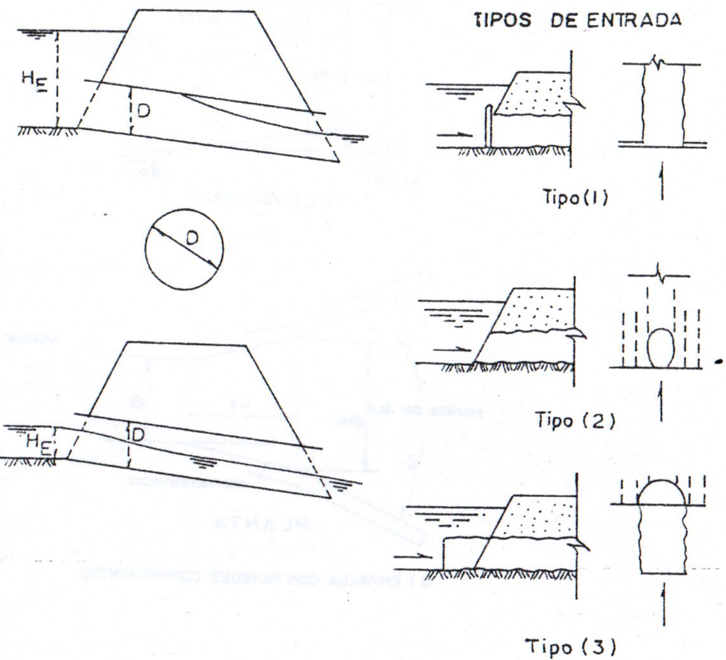


FIGURA A-5 CONDUCTOS CIRCULARES DE METAL CORRUGADO CON CONTROL A LA ENTRADA

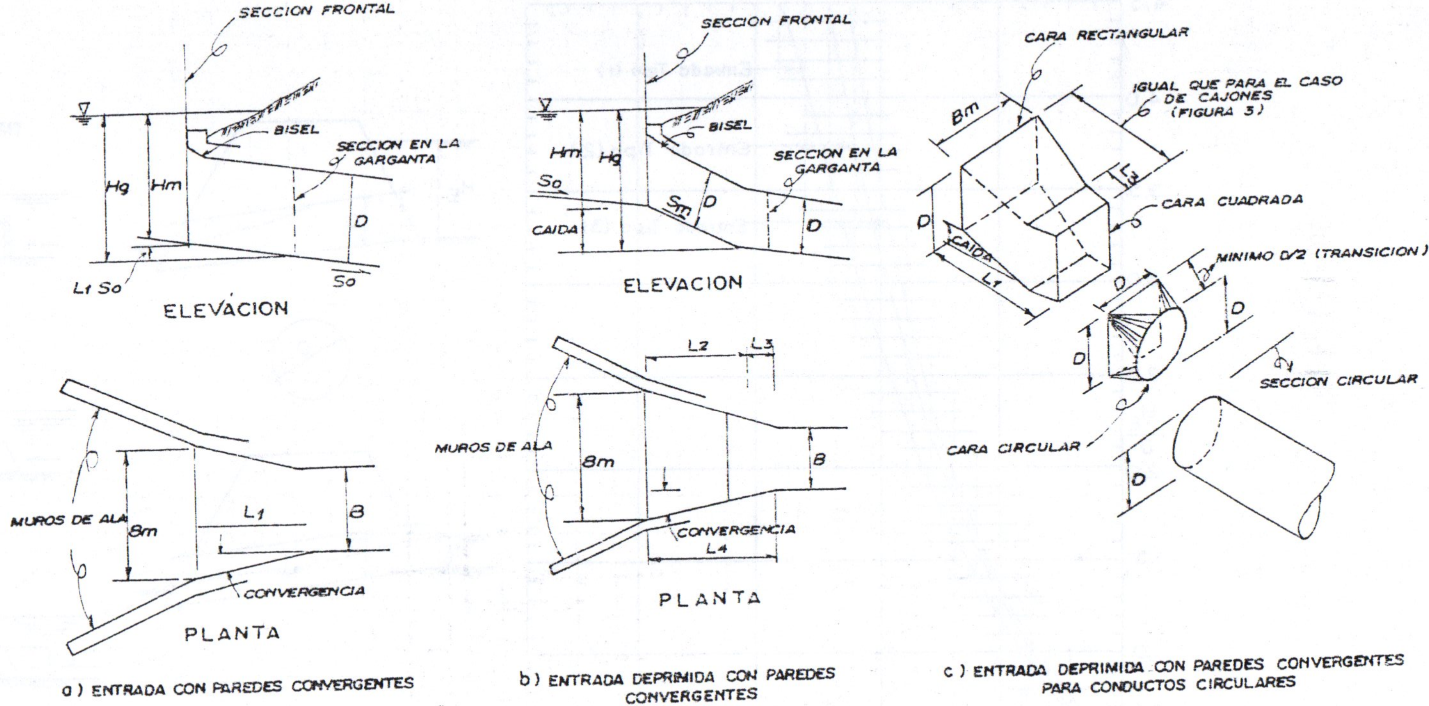
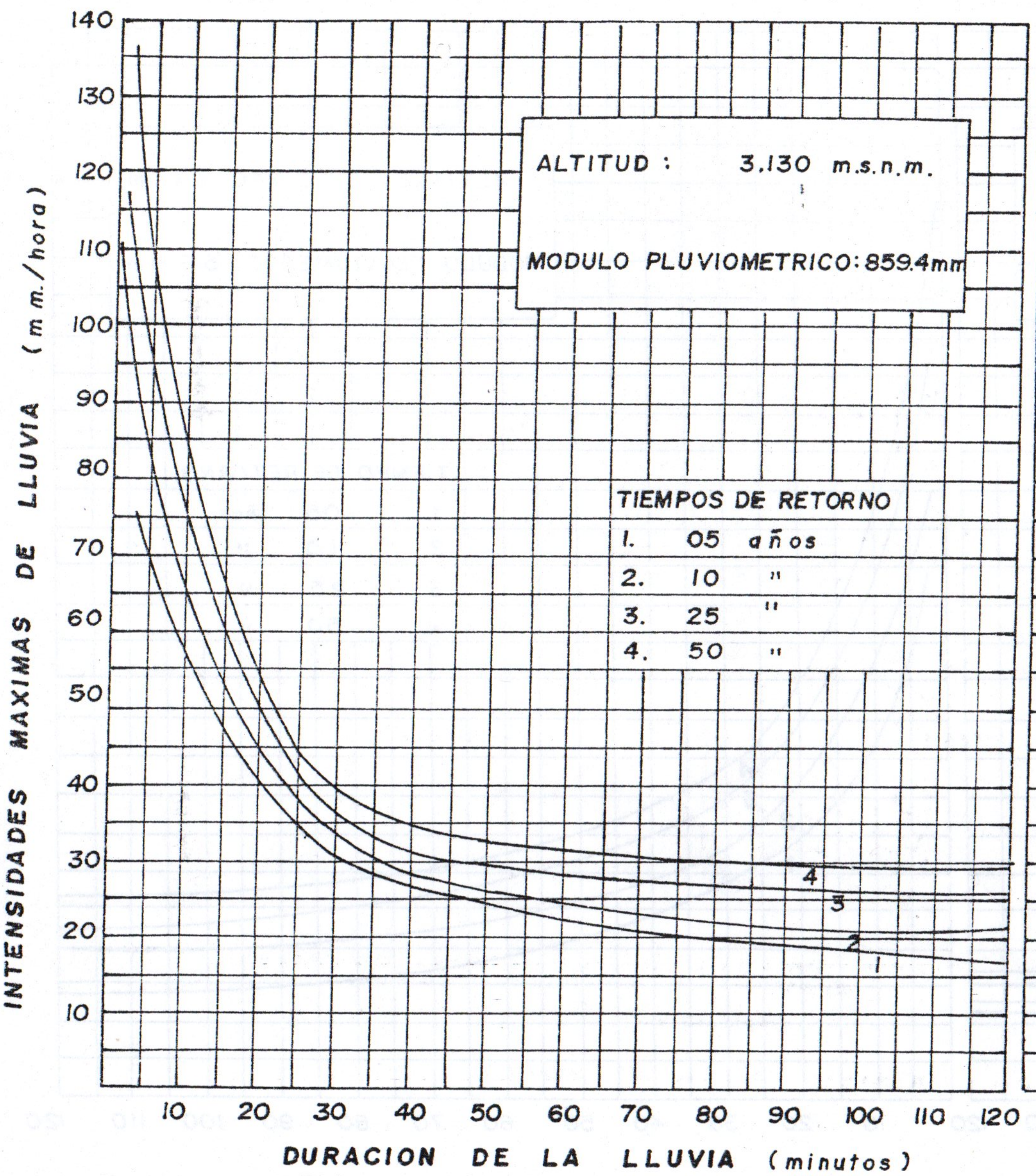
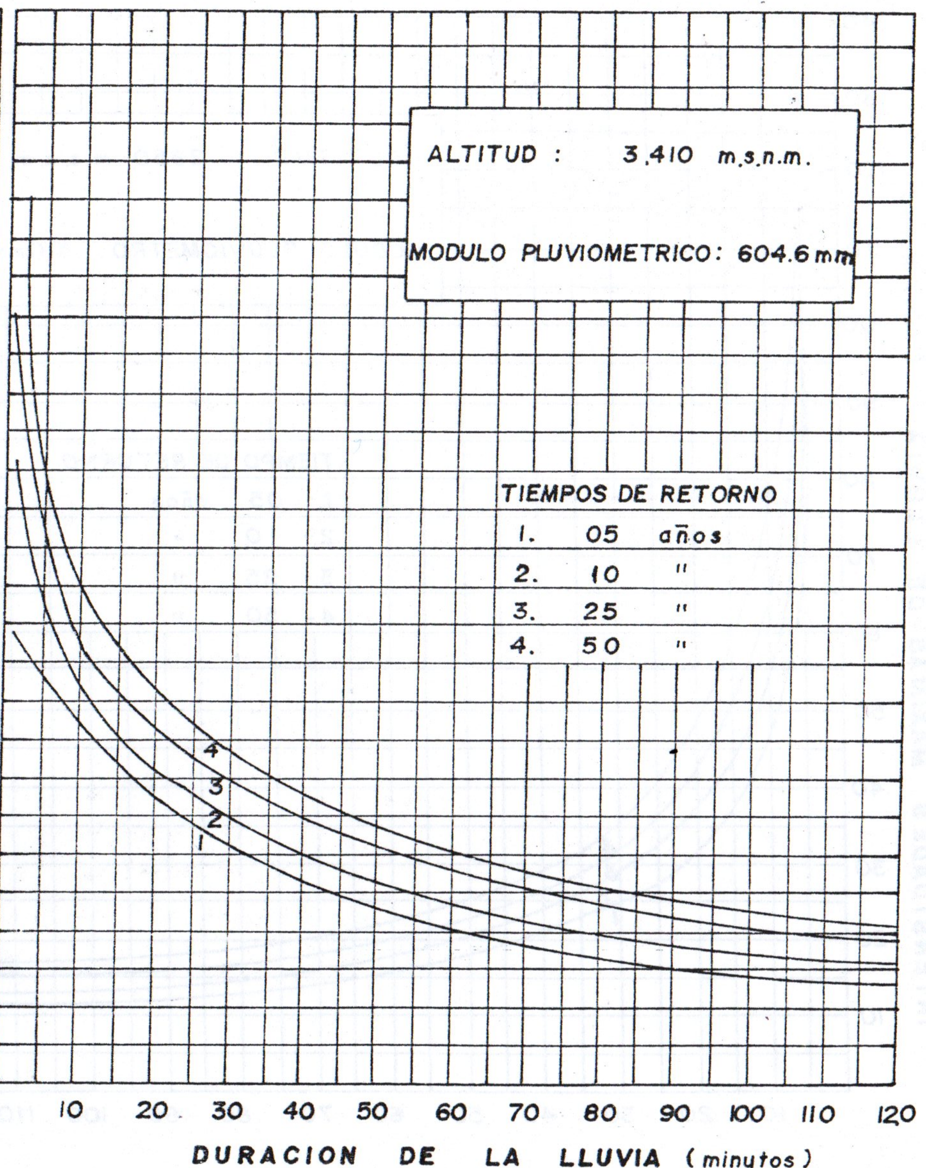


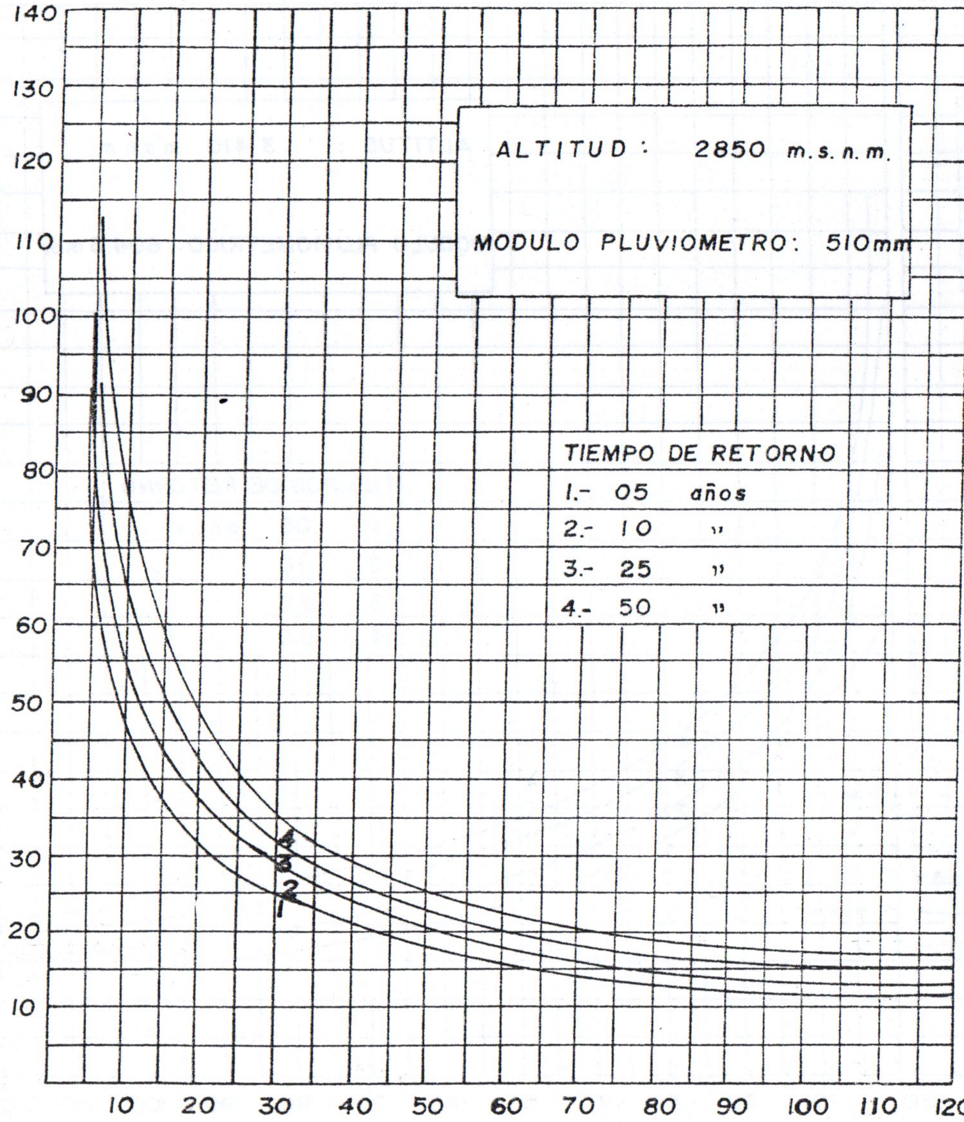
FIGURA A-6 — ENTRADAS MEJORADAS PARA CONDUCTOS DE DRENAJE



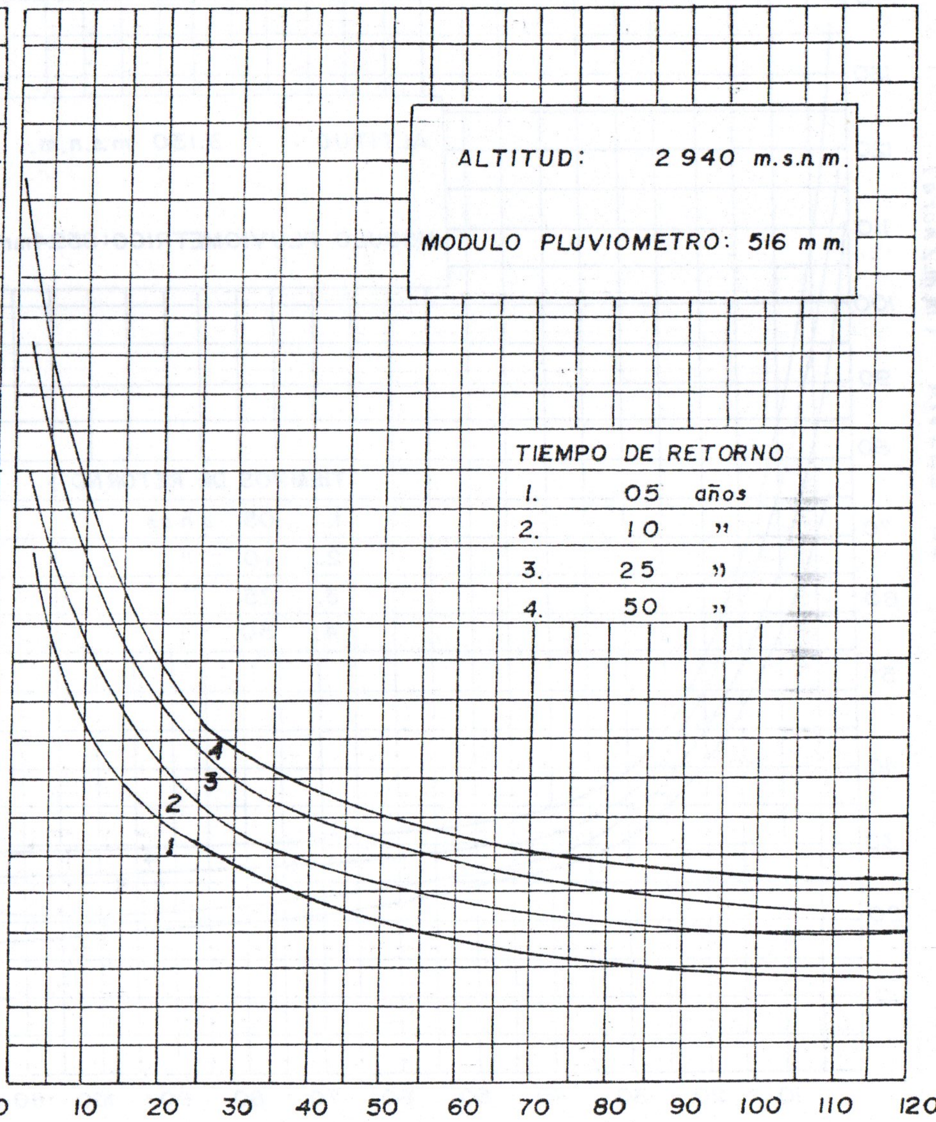
Curvas de Intensidad, Frecuencia y Duración en la estación Huacataz



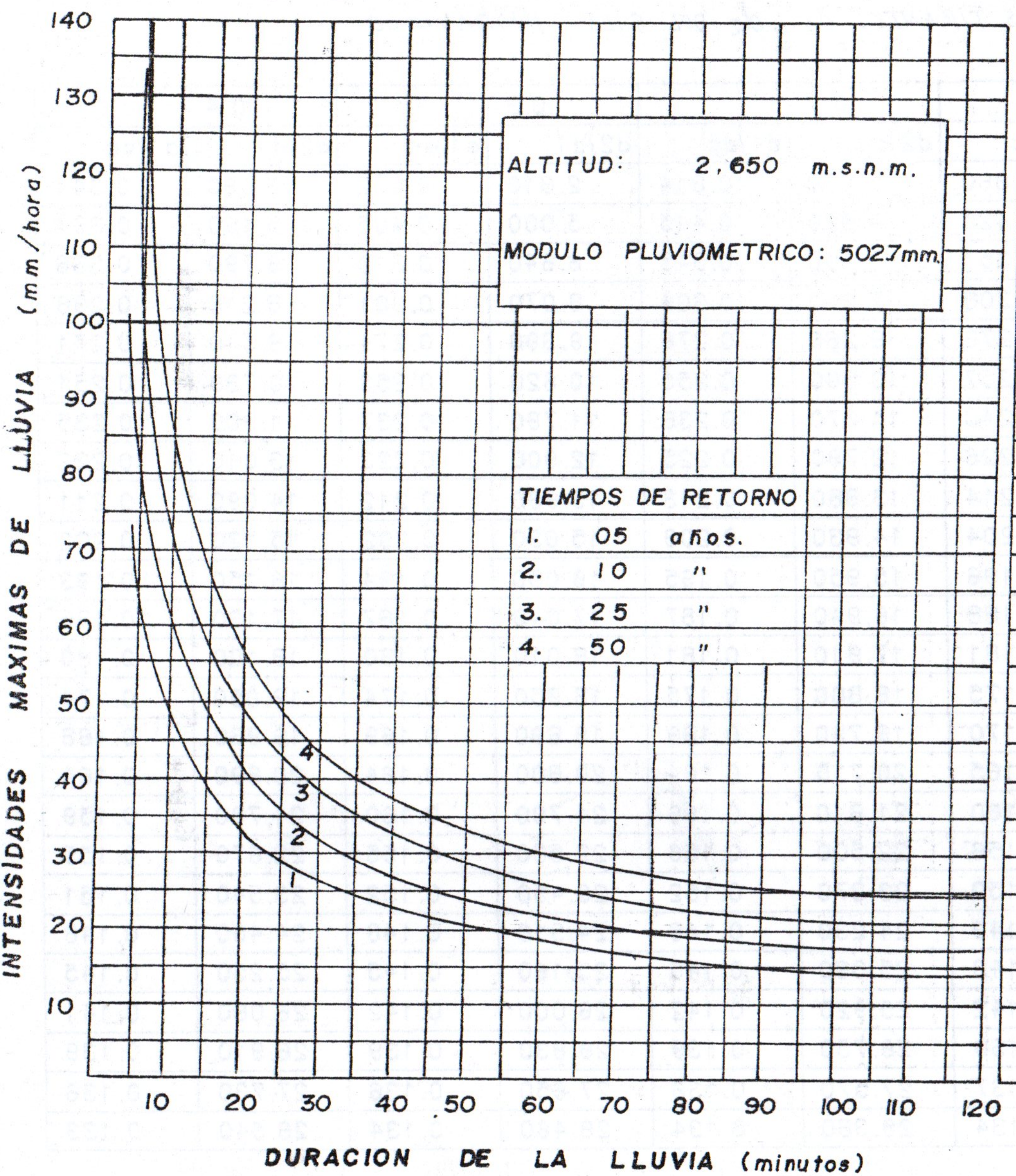
Curvas de Intensidad, Frecuencia y Duración en la estación Cumbemayo



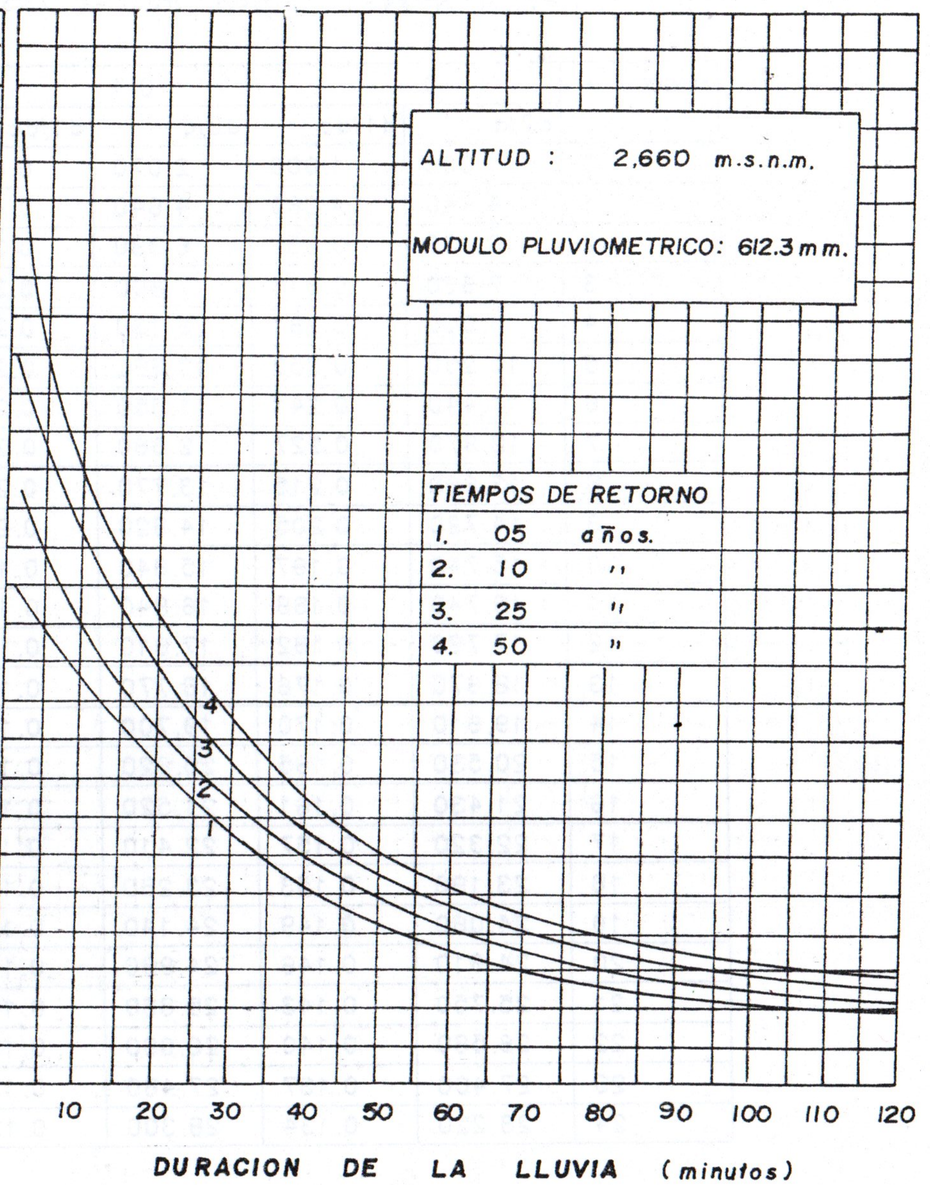
Curvas de intensidad, frecuencia y Duracion en la estación Aylambo



Curvas de Intensidad, Frecuencia y Duración en la estación Bellavista



Curvas de Intensidad, Frecuencia y Duración en la Estación La Victoria



Curvas de Intensidad, Frecuencia y Duración en la Estación CENFOR (Baños del Inca)

TABLA N° A-1 PARA HALLAR LOS TIRANTES d_1 y d_2 DEL SALTO HIDRAULICO

H/dc	0		0.1		0.2		0.3		0.4	
	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc
0	1.000	1.000	2.070	0.680	2.480	0.614	2.810	0.572	3.090	0.341
1	4.440	4.360	4.640	0.425	4.820	0.415	5.000	0.405	5.190	0.397
2	6.180	0.356	6.330	0.351	6.490	0.345	6.640	0.340	6.790	0.336
3	7.660	0.311	7.800	0.308	7.940	0.304	8.070	0.301	8.210	0.298
4	9.000	0.281	9.130	0.278	9.260	0.276	9.390	0.274	9.510	0.271
5	10.250	0.259	10.380	0.257	10.500	0.255	10.620	0.253	10.730	0.251
6	11.440	0.241	11.550	0.240	11.670	0.238	11.780	0.237	11.900	0.235
7	12.970	0.227	12.680	0.226	12.790	0.225	12.900	0.223	13.010	0.222
8	13.660	0.215	13.770	0.214	13.860	0.213	13.980	0.212	14.090	0.211
9	14.720	0.205	14.820	0.204	14.930	0.203	15.030	0.202	15.130	0.202
10	15.740	0.197	15.840	0.196	15.950	0.195	16.050	0.194	16.150	0.193
11	16.740	0.189	16.840	0.188	16.940	0.187	17.040	0.187	17.130	0.186
12	17.720	0.182	17.810	0.181	17.910	0.181	18.010	0.180	18.100	0.180
13	18.670	0.176	18.770	0.175	18.800	0.175	18.950	0.174	19.050	0.174
14	19.610	0.170	19.700	0.170	19.790	0.169	19.890	0.169	19.980	0.168
15	20.530	0.165	20.620	0.165	20.710	0.164	20.800	0.164	20.890	0.164
16	21.430	0.161	21.520	0.160	21.610	0.160	21.700	0.160	21.790	0.159
17	22.320	0.157	22.410	0.156	22.500	0.156	22.580	0.155	22.670	0.155
18	23.190	0.153	23.280	0.152	23.370	0.152	23.450	0.152	23.540	0.151
19	24.060	0.149	24.140	0.149	24.230	0.148	24.310	0.148	24.400	0.148
20	24.910	0.146	24.990	0.143	25.080	0.145	25.160	0.145	25.250	0.145
21	25.750	0.143	25.830	0.142	25.920	0.142	26.000	0.142	26.080	0.141
22	26.580	0.140	26.660	0.139	26.750	0.139	26.830	0.139	26.910	0.139
23	27.400	0.137	27.480	0.137	27.570	0.136	27.650	0.136	27.730	0.136
24	28.220	0.134	28.300	0.134	28.380	0.134	28.460	0.134	28.540	0.133

TABLA N° A-1 PARA HALLAR LOS TIRANTES d_1 y d_2 DEL SALTO HIDRAULICO

H/dc	0.5		0.6		0.7		0.8		0.9	
	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc
0	3.350	0.316	3.600	0.494	3.820	0.477	4.040	0.461	4.240	0.448
1	5.360	0.389	5.530	0.331	5.690	0.375	5.860	0.368	6.020	0.362
2	6.940	0.331	7.090	0.327	7.230	0.323	7.380	0.319	7.520	0.315
3	8.340	0.295	8.480	0.292	8.610	0.289	8.740	0.286	8.870	0.284
4	9.640	0.269	9.760	0.267	9.890	0.265	10.010	0.263	10.130	0.261
5	10.850	0.258	10.970	0.248	11.090	0.246	11.210	0.244	11.320	0.243
6	12.010	0.234	12.120	0.233	12.240	0.231	12.350	0.230	12.460	0.228
7	13.120	0.221	13.230	0.220	13.340	0.219	13.450	0.218	13.360	0.216
8	14.190	0.210	14.300	0.209	14.410	0.208	14.510	0.207	14.610	0.206
9	15.230	0.201	15.340	1.200	15.440	0.119	15.540	0.108	15.640	0.197
10	16.250	0.193	16.350	0.192	16.450	0.191	16.540	0.191	16.640	0.190
11	17.230	0.185	17.330	0.185	17.430	0.184	17.520	0.183	17.620	0.183
12	18.200	0.179	10.290	0.178	18.390	0.178	48.480	0.177	18.580	0.176
13	19.140	0.173	19.240	0.173	19.330	0.172	19.420	0.171	19.520	0.171
14	20.070	0.168	20.160	0.167	20.250	0.167	20.340	0.166	20.440	0.166
15	20.960	0.163	21.070	0.163	21.160	0.162	21.250	0.162	21.340	0.161
16	21.880	0.159	21.970	0.158	22.058	0.156	22.140	0.157	22.230	0.157
17	22.760	0.155	22.850	0.154	22.930	0.154	23.020	0.154	23.110	0.153
18	23.630	0.151	23.710	0.151	23.800	0.150	23.890	0.150	23.970	0.150
19	24.490	0.147	24.570	0.147	24.660	0.147	24.740	0.146	24.830	0.146
20	25.330	0.144	25.420	0.144	25.500	0.144	25.580	0.143	25.670	0.143
21	26.170	0.141	26.250	0.141	26.330	0.141	26.420	0.140	26.500	0.140
22	26.990	0.138	27.080	0.138	27.160	0.138	27.240	0.138	27.320	0.137
23	27.810	0.136	27.890	0.135	27.970	0.135	28.050	0.135	28.130	0.135
24	28.620	0.133	28.700	0.133	28.780	0.133	28.860	0.132	28.940	0.132

TABLA N° A-1 PARA HALLAR LOS TIRANTES d_1 y d_2 DEL SALTO HIDRAULICO

H/dc	0		0.1		0.2		0.3		0.4	
	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc
25	29.020	0.132	29.100	0.132	29.180	0.131	29.260	0.131	29.340	0.131
26	29.820	0.130	29.890	0.129	29.970	0.129	30.050	0.129	30.130	0.129
27	30.600	0.127	30.680	0.127	30.760	0.127	30.840	0.127	30.920	0.127
28	31.380	0.125	31.460	0.125	31.540	0.125	31.620	0.125	31.690	0.125
29	32.160	0.123	32.230	0.123	32.310	0.123	32.390	0.124	32.460	0.123
30	32.920	0.121	33.000	0.121	33.080	0.121	33.150	0.121	33.230	0.121
31	33.680	0.120	33.760	0.119	33.840	0.119	33.910	0.119	33.990	0.119
32	34.440	0.118	34.510	0.118	34.590	0.118	34.660	0.117	34.740	0.117
33	35.190	0.116	35.260	0.116	35.340	0.116	35.410	0.116	35.490	0.116
34	35.930	0.115	36.000	0.115	36.080	0.114	36.150	0.114	36.230	0.114
35	36.670	0.113	36.740	0.113	36.610	0.113	36.890	0.113	36.960	0.112
36	37.400	0.112	37.470	0.112	37.550	0.110	37.620	0.111	37.690	0.111
37	38.130	0.110	38.200	0.110	38.270	0.110	38.340	0.110	38.420	0.110
38	38.850	0.109	38.920	0.109	38.990	0.109	39.060	0.109	39.140	0.108
39	39.560	0.108	39.640	0.107	39.710	0.107	39.780	0.107	39.850	0.107
40	40.280	0.106	40.350	0.106	40.420	0.106	40.490	0.106	40.560	0.106

TABLA N° A-1 PARA HALLAR LOS TIRANTES d_1 y d_2 DEL SALTO HIDRAULICO

H/dc	0.5		0.6		0.7		0.8		0.9	
	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc
25	29.420	0.131	29.500	0.131	29.580	0.130	29.660	0.130	29.740	0.130
26	30.210	0.128	30.290	0.128	30.370	0.128	30.450	0.128	30.520	0.128
27	31.000	0.126	31.070	0.126	31.150	0.126	31.230	0.126	31.310	0.126
28	31.770	0.124	31.850	0.124	31.930	0.124	32.000	0.124	32.080	0.124
29	32.540	0.122	32.620	0.122	32.690	0.122	32.770	0.122	32.850	0.122
30	33.310	0.121	33.380	0.120	33.460	0.120	33.530	0.120	33.610	0.120
31	34.060	0.119	34.140	0.119	34.210	0.118	34.290	0.118	34.360	0.118
32	34.810	0.117	34.890	0.117	34.960	0.117	35.040	0.117	35.110	0.116
33	35.560	0.115	35.630	0.115	35.710	0.115	35.780	0.115	35.860	0.116
34	36.300	0.114	36.370	0.114	36.450	0.114	36.520	0.113	36.590	0.113
35	37.030	0.112	37.110	0.112	37.180	0.112	37.250	0.112	37.330	0.112
36	37.760	0.111	37.840	0.111	37.910	0.111	37.980	0.111	38.050	0.110
37	38.490	0.110	38.560	0.109	38.630	0.109	38.700	0.109	38.780	0.109
38	39.210	0.108	39.280	0.108	39.350	0.108	39.420	0.108	39.490	0.108
39	39.920	0.107	39.990	0.107	40.060	0.107	40.140	0.107	40.210	0.106
40	40.630	0.106	40.700	0.106	40.770	0.105	40.840	0.105	40.900	0.105